

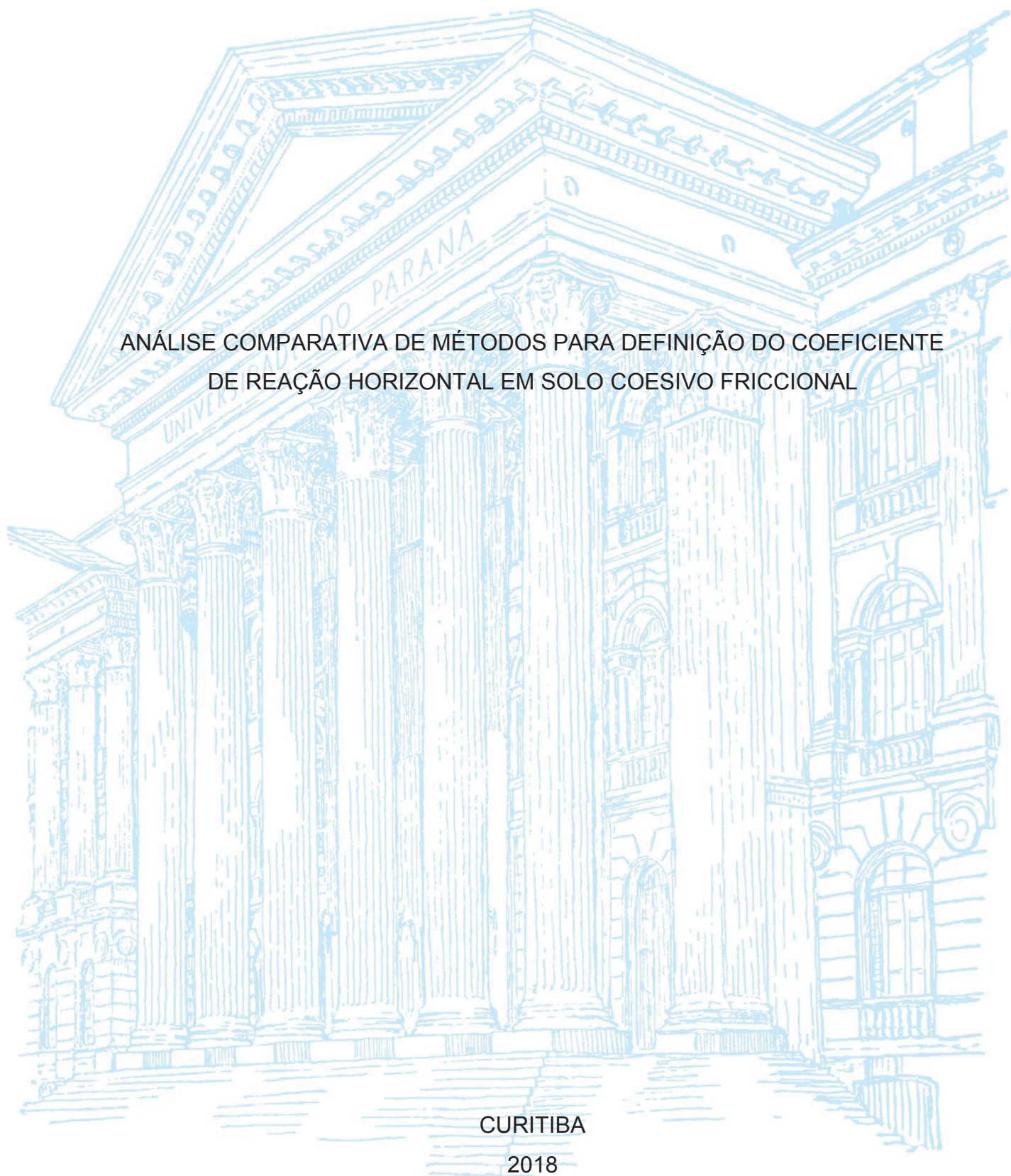
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

JOÃO PAULO SANTOS SILVA

ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS PARA DEFINIÇÃO DO COEFICIENTE
DE REAÇÃO HORIZONTAL EM SOLO COESIVO FRICCIONAL

CURITIBA

2018



JOÃO PAULO SANTOS SILVA

ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS PARA DEFINIÇÃO DO COEFICIENTE
DE REAÇÃO HORIZONTAL EM SOLO COESIVO FRICCIONAL

Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Construção Civil.

Orientador: Prof. Dr. Vítor Pereira Faro

CURITIBA

2018

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELO SISTEMA DE BIBLIOTECAS/UFPR
BIBLIOTECA DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA

S586a

Silva, João Paulo Santos

Análise comparativa de métodos para definição do coeficiente de reação horizontal em solo coesivo friccional / João Paulo Santos Silva. – Curitiba, 2018.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2018.

Orientador: Prof. Dr. Vítor Pereira Faro.

1. Coeficiente de reação horizontal. 2. Estacas. 3. Ensaio de placa horizontal. I. Universidade Federal do Paraná. II. Faro, Vítor Pereira. III. Título.

CDD: 624

Bibliotecária: Romilda Santos - CRB-9/1214

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **JOÃO PAULO SANTOS SILVA** intitulada: **ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS PARA DEFINIÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL EM SOLO COESIVO FRICCIONAL**, após terem inquirido o aluno e realizado a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

Curitiba, 29 de Junho de 2018.



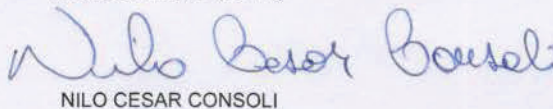
VITOR PEREIRA FARO

Presidente da Banca Examinadora (UFPR)



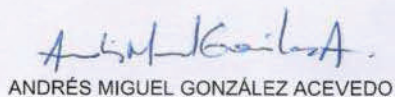
SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA

Avaliador Interno (UFPR)



NILO CESAR CONSOLI

Avaliador Externo (UFRGS)



ANDRÉS MIGUEL GONZÁLEZ ACEVEDO

Avaliador Externo (UFPR)

À minha família.
Ao meu amor.
À Maitê.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer primeiramente a Deus e a Nossa Senhora, por terem me dado condições para chegar onde cheguei.

Agradecimento especial ao professor, orientador e amigo Vitor Pereira Faro por todo conhecimento e orientações a mim passados.

Ao PPGECC (Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Construção Civil) e a todos os professores que ajudaram a construir todo o conhecimento obtido ao longo do mestrado.

À Fundação Araucária e à UFPR (Universidade Federal do Paraná) pela disponibilização de verba que permitiu a realização da pesquisa.

À UPF (Universidade de Passo Fundo) pela disponibilização do campo experimental e de materiais essenciais para a realização da parte experimental da pesquisa. Também à UFRGS (Universidade Federal do Rio Grande do Sul) que disponibilizou os equipamentos necessários para aquisição de dados. À EGEL Engenharia pelo empréstimo de relógios comparadores.

Aos colegas Naiara Reginato e Yohan Casiraghi que me auxiliaram na execução da parte experimental da pesquisa. A todos os funcionários do CETEC-UPF que também me auxiliaram, em especial ao Leunir Freitas e ao Amilton Sartor.

Agradecimento especial ao professor Marcio Floss pela atenção e disponibilização de informações sobre os equipamentos disponíveis no CETEC-UPF.

Também gostaria de agradecer aos meus pais Enio Santos Silva e Filomena da Silva, à minha namorada Lualy Fiuza, ao meu irmão Gustavo Santos Silva e à minha cunhada Milena Dorta que sempre estiveram ao meu lado me dando todo o apoio necessário.

À toda minha família e amigos, que a todo momento me encheram de ânimo e de alegria.

“Penso noventa e nove vezes e nada descubro; deixo de pensar, mergulho em profundo silêncio - e eis que a verdade se me revela” – Albert Einstein

RESUMO

É muito mais comum do que se imagina encontrarmos casos na engenharia onde as fundações em estacas estão sujeitas à esforços horizontais. Para a realização do projeto dessas estacas, deve-se atentar para três aspectos principais: capacidade resistente do solo para que não haja ruptura do mesmo; deslocamento máximo da estaca para que este não prejudique a estrutura; e capacidade resistente da estaca para que ela não se rompa. Um dos parâmetros do solo que influenciam no dimensionamento dessas estacas é o coeficiente de reação horizontal do solo. Para a determinação desse coeficiente, é possível encontrar diversos métodos na literatura onde os resultados divergem entre si. Este trabalho propõe-se a realizar uma análise comparativa entre diversos desses métodos, aplicando cada metodologia em um determinado solo, modelando os resultados obtidos e comparando os deslocamentos e momentos fletores encontrados com os deslocamentos de um tubo ensaiado no mesmo solo. Assim, é possível visualizar a importância do coeficiente de reação horizontal para a definição dos deslocamentos causados e também para o projeto estrutural da estaca. Os resultados encontrados comprovam a importância do coeficiente para a previsão dos deslocamentos ao longo da estaca, onde a divergência entre cada modelo foi bastante significativa, e demonstram que, apesar de todas as dificuldades encontradas, o método de determinação através de ensaios de placas horizontais pode ser um dos mais precisos.

Palavras-chave: Coeficiente de reação horizontal. Estacas solicitadas lateralmente. Ensaio de placa horizontal.

ABSTRACT

Find cases on engineering that piles foundations are subject to horizontal efforts is much more common than we may think. In order to carry out the design of these piles, three main aspects must be considered: the strength of the soil to prevent the soil failure; maximum displacement of the pile to prevent it to damage the structure; and resistant capacity of the pile guarantee it won't break. One of the parameters of the soil that influences in the design of these piles is the coefficient of horizontal subgrade reaction. For the determination of this coefficient, it is possible to find several methods in the literature where the results diverge between them. This research proposes to perform a comparative analysis among some of these methods, applying each methodology in a given soil, modeling the obtained results and comparing the founded displacements and bending moments with the displacements of a tube laterally reacted in the same soil. With these analyses, it is possible to visualize the importance of the coefficient of horizontal subgrade reaction for the prediction of the displacements and also for the structural design of the pile. The results show the importance of the coefficient for the prediction of the displacements along the pile, where the divergence between each model was quite significant, and demonstrate that, despite all the difficulties encountered, the method of determination through horizontal plate tests can be one of the most accurate.

Keywords: Coefficient of horizontal subgrade reaction. Laterally loaded piles. Horizontal plate test.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – CONVERSÃO DE TENSÃO EM CARGA POR UNIDADE DE COMPRIMENTO	24
FIGURA 2 - CONCEITO DE k_h SEGUNDO TERZAGHI	26
FIGURA 3 – VARIAÇÃO DE K AO LONGO DA PROFUNDIDADE PARA DIFERENTES VALORES DE n	27
FIGURA 4 – DISTRIBUIÇÕES DE K AO LONGO DA PROFUNDIDADE	28
FIGURA 5 – DISTRIBUIÇÃO EM DEGRAU.....	29
FIGURA 6 – GRÁFICO COMPARATIVO DE FREQUÊNCIAS NATURAIS ENCONTRADAS.....	30
FIGURA 7 – RELAÇÃO ENTRE A REAÇÃO DO SOLO p E O DESLOCAMENTO y	34
FIGURA 8 – DIFERENÇA ENTRE AS DISTRIBUIÇÕES DE TENSÕES TEÓRICAS E REAIS EM UM SOLO SOLICITADO HORIZONTALMENTE	35
FIGURA 9 – CAPACIDADE DE CARGA EM SAPATAS	38
FIGURA 10 - RELAÇÃO ENTRE k_{PD}/ES E L/D	44
FIGURA 11 – DISTRIBUIÇÃO DE PM AO LONGO DA PROFUNDIDADE	45
FIGURA 12 - a) CONJUNTO DAS CURVAS $p-y$ QUE DEFINEM A INTERACÇÃO SOLO-ESTACA; b) RELAÇÃO TÍPICA ENTRE A REACÇÃO DO SOLO E O DESLOCAMENTO DA ESTACA A UMA DADA PROFUNDIDADE (CURVA $p-y$); c) VARIAÇÃO DO MÓDULO DE REACÇÃO SECANTE DO SOLO COM O DESLOCAMENTO DA ESTACA.....	48
FIGURA 13 – CURVA $p-y$ - DETERMINAÇÃO DO MÓDULO TANGENTE E MÓDULO SECANTE	50
FIGURA 14 – CURVAS $p-y$ PARA ARGILAS MOLES NA CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO ESTÁTICO - MATLOCK	51
FIGURA 15 - CURVAS $p-y$ PARA ARGILAS NA CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO ESTÁTICO – DUNNAVANT E O'NEIL	52
FIGURA 16 – LOCALIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL – PASSO FUNDO....	54
FIGURA 17 – RESULTADOS DOS ENSAIOS SPT REALIZADOS: a) COM CIRCULAÇÃO DE ÁGUA; E b) SEM CIRCULAÇÃO DE ÁGUA.....	57

FIGURA 18 – EQUIPAMENTO UTILIZADO PARA EXECUÇÃO DOS ENSAIOS CPT	59
FIGURA 19 – RESULTADOS DOS ENSAIOS CPT REALIZADOS	59
FIGURA 20 – LÂMINA DO DILATÔMETRO UTILIZADO	62
FIGURA 21 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DMT REALIZADOS.....	62
FIGURA 22 – VARIAÇÃO AO LONGO DA PROFUNDIDADE: a) UMIDADE NATURAL; b) PESO ESPECÍFICO REAL DOS GRÃOS; E c) LIMITES DE LIQUIDES E PLASTICIDADE	63
FIGURA 23 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO SOLO ENSAIADO	64
FIGURA 24 – VARIAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA AO LONGO DA PROFUNDIDADE	65
FIGURA 25 – RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS (CD) REALIZADOS: a) TENSÃO DESVIO x DEFORMAÇÃO AXIAL; b) DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA x DEFORMAÇÃO AXIAL; c) TENSÃO DESVIO x TENSÃO EFETIVA MÉDIA; E d) MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE x DEFORMAÇÃO AXIAL.....	67
FIGURA 26 – SISTEMA DE CARREGAMENTO LATERAL DAS ESTACAS NOS ENSAIOS	68
FIGURA 27 – GRÁFICOS CARGA x DESLOCAMENTO NO TOPO DAS ESTACAS FLEXÍVEIS	68
FIGURA 28 – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS AO LONGO DA PROFUNDIDADE PARA AS ESTACAS DE CONCRETO ENSAIADAS	69
FIGURA 29 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS AO LONGO DA PROFUNDIDADE PARA AS ESTACAS METÁLICAS ENSAIADAS	70
FIGURA 30 – ESQUEMA DE MONTAGEM DO ENSAIO	72
FIGURA 31 – FORMA DAS PLACAS DE REAÇÃO	72
FIGURA 32 - RETROESCAVADEIRA INICIANDO A ESCAVAÇÃO DA VALA DE ENSAIO	73
FIGURA 33 – VALA DE ENSAIO ESCAVADA.....	74
FIGURA 34 – ENSAIO DE UMIDADE REALIZADO EM PONTO ENSAIADO	74
FIGURA 35 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA VALA NO <i>SOFTWARE</i> GEOSTUDIO 2018.....	75
FIGURA 36 – APOIO PARA SISTEMA DE MACACO HIDRÁULICO	75

FIGURA 37 – SISTEMA DE APOIO COM MACACO HIDRÁULICO E CÉLULA DE CARGA	76
FIGURA 38 – DETALHE DO SISTEMA DE FIXAÇÃO DE PLACAS.....	77
FIGURA 39 – SISTEMA DE SUSTENTAÇÃO DO APOIO DO MACACO HIDRÁULICO	78
FIGURA 40 – ESTADO INICIAL DO ENSAIO DE PLACA HORIZONTAL	81
FIGURA 41 – RESULTADOS ENCONTRADOS PARA AS PLACAS DE 10 cm.....	82
FIGURA 42 - RESULTADOS ENCONTRADOS PARA AS PLACAS DE 20 cm	82
FIGURA 43 - RESULTADOS ENCONTRADOS PARA AS PLACAS DE 30 cm	83
FIGURA 44 – NICHOS COM SOLO DE MENOR RESISTÊNCIA ENCONTRADOS NA VALA.....	83
FIGURA 45 - RESULTADOS ENCONTRADOS PARA AS PLACAS A 50 cm DE PROFUNDIDADE	84
FIGURA 46 - RESULTADOS ENCONTRADOS PARA AS PLACAS A 100 cm DE PROFUNDIDADE	85
FIGURA 47 - RESULTADOS ENCONTRADOS PARA AS PLACAS A 150 cm DE PROFUNDIDADE	85
FIGURA 48 - RESULTADOS ENCONTRADOS PARA AS PLACAS A 200 cm DE PROFUNDIDADE	86
FIGURA 49 – REPRESENTAÇÃO DO TUBO NO <i>SOFTWARE</i> FTOOL	89
FIGURA 50 – RESULTADO DOS DESLOCAMENTOS ENCONTRADOS NO MODELO COMPARADOS AO REAL ENSAIADO POR FARO (2014)	90
FIGURA 51 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE TERZAGHI COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)	92
FIGURA 52 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE DAVISSON COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)	93
FIGURA 53 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE BOWLES COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)	95
FIGURA 54 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO TABELADO DE BOWLES COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014).....	97
FIGURA 55 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE LEONI COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014).....	98

FIGURA 56 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE VÉSIC COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014).....	100
FIGURA 57 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE BROMS COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)	102
FIGURA 58 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DA <i>SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES</i> COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014).....	103
FIGURA 59 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE POULOS E DAVIS COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014).....	105
FIGURA 60 – CURVA p - y PELO MÉTODO DE MATLOCK A UMA PROFUNDIDADE DE 50 cm	107
FIGURA 61 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE MATLOCK COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)	108
FIGURA 62 - CURVA p - y PELO MÉTODO DE DUNNAVANT E O'NEIL A UMA PROFUNDIDADE DE 50 cm.....	109
FIGURA 63 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE DUNNAVANT E O'NEIL COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014).....	110
FIGURA 64 - CURVA p - y PELO MÉTODO DE KIM A UMA PROFUNDIDADE DE 50 cm	111
FIGURA 65 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE KIM COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014).....	112
FIGURA 66 – RESULTADOS UTILIZADOS PARA ESTIMATIVA DE k_h	113
FIGURA 67 – DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO POR ENSAIO DE PLACA HORIZONTAL COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014).....	115
FIGURA 68 – VALORES DE COEFICIENTES ENCONTRADOS	116
FIGURA 69 – COMPARATIVO COM RETROANÁLISE	117
FIGURA 70 –COMPARATIVO DOS DESLOCAMENTOS ENCONTRADOS	118
FIGURA 71 - COMPARATIVO DOS MOMENTOS FLETORES ENCONTRADOS	118
FIGURA 72 – DISTRIBUIÇÃO DOS COEFICIENTES ENCONTRADOS PELOS ENSAIOS DE PLACA HORIZONTAIS AO LONGO DA PROFUNDIDADE: a) COEFICIENTES RETIRADOS DE MÓDULO SECANTE A 5 mm; E b) COEFICIENTES RETIRADOS DE MÓDULO SECANTE A 10 mm.....	120

FIGURA 73 – COMPARATIVO DOS RESULTADOS ENCONTRADOS NOS ENSAIOS DE PLACA HORIZONTAIS COM O REAL.....	121
FIGURA 74 - REPRESENTAÇÃO DA ESTACA NO <i>SOFTWARE</i> FTOOL	122
FIGURA 75 – VALORES DE COEFICIENTE ENCONTRADOS PARA ESTACA ...	123
FIGURA 76 – COMPARATIVO DE DESLOCAMENTOS PARA ESTACA	124
FIGURA 77 – COMPARATIVO DE MOMENTOS FLETORES PARA ESTACA.....	125

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - FATORES DE REDUÇÃO DO VALOR DE k_h PARA GRUPOS DE ESTACAS	34
TABELA 2 - VALORES DE \bar{k}_{s1} PARA ARGILAS PRÉ-ADENSADAS	35
TABELA 3 - VALORES DE n_h PARA AREIAS	36
TABELA 4 – FAIXAS DE ESTIMATIVA DE k_h	37
TABELA 5 – FATORES DE FORMA	38
TABELA 6 – VALORES PARA ESTIMATIVA DO COEFICIENTE k_h - BOWLES	40
TABELA 7 - VALORES DE n_1	42
TABELA 8 – VALORES DE n_2	42
TABELA 9 – VALORES PARA O COEFICIENTE m	43
TABELA 10 – RELAÇÃO ENTRE E_s E α	46
TABELA 11 – DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DO SOLO ENSAIADO	64
TABELA 12 – ÍNDICES FÍSICOS DOS CORPOS DE PROVA INDEFORMADOS ENSAIADOS	66
TABELA 13 – TABELA RESUMO DO MODELO DE RETROANÁLISE	90
TABELA 14 - TABELA RESUMO MÉTODO DE TERZAGHI	91
TABELA 15 - TABELA RESUMO MÉTODO DE DAVISSON	93
TABELA 16 – TABELA RESUMO MÉTODO DE BOWLES	95
TABELA 17 – TABELA RESUMO MÉTODO TABELADO DE BOWLES	96
TABELA 18 - TABELA RESUMO MÉTODO DE LEONI	98
TABELA 19 - TABELA RESUMO MÉTODO DE VÉSIC	100
TABELA 20 - TABELA RESUMO MÉTODO DE BROMS	102
TABELA 21 - TABELA RESUMO MÉTODO DE JRA	104
TABELA 22 - TABELA RESUMO MÉTODO DE POULOS E DAVIS	105
TABELA 23 - TABELA RESUMO MÉTODO DE MATLOCK	107
TABELA 24 - TABELA RESUMO MÉTODO DE DUNNAVANT E O'NEIL	110
TABELA 25 - TABELA RESUMO MÉTODO DE KIM	112
TABELA 26 - TABELA RESUMO MÉTODO POR ENSAIO DE PLACA HORIZONTAL	114

LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS

AASHO	- <i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	- <i>American Society for Testing and Materials</i>
CPT	- <i>Cone Penetration Test</i>
CETEC-UPF	- Centro Tecnológico da Universidade de Passo Fundo
CTC	- Capacidade de Troca de Cátions
DMT	- <i>Flat Dilatometer Test</i>
ISSMFE	- <i>International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering</i>
JRA	- <i>Japan Road Association</i>
NBR	- Norma Brasileira
PUC-Rio	- Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
SPT	- <i>Standart Penetration Test</i>
SUCS	- Sistema Unificado De Classificação De Solos
UFPR	- Universidade do Paraná
UFRGS	- Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UPF	- Universidade de Passo Fundo

LISTA DE SÍMBOLOS

- p - tensão normal
- k_h - coeficiente de reação horizontal do solo
- y - deslocamento causado pela aplicação da tensão normal
- K_h - módulo de reação horizontal do solo
- K - constante de mola
- D - diâmetro da estaca
- d - comprimento de discretização do solo
- K_L - coeficiente de reação horizontal na ponta inferior da estaca
- z - profundidade analisada
- L - comprimento enterrado da estaca
- n - expoente positivo
- R - função da rigidez da estaca
- E - módulo de elasticidade da estaca
- I - inércia da estaca
- K_{dep} - módulo de reação horizontal dependente da largura da estaca
- K_{ind} - módulo de reação horizontal independente da largura da estaca
- T - rigidez relativa solo-estaca
- k_s - coeficiente de reação vertical do solo
- n_h - taxa de variação do coeficiente ao longo da profundidade
- p_u - tensão última de ruptura do solo
- k_{h1} - coeficiente de reação horizontal para uma estaca de largura equivalente a 1 pé
- \bar{k}_{s1} - valores empíricos para coeficiente
- s_u - resistência não-drenada do solo
- A_s - constante válida para coeficientes horizontais ou verticais
- B_s - coeficiente de variação que depende da profundidade
- c - coesão do solo
- γ - peso específico do solo
- B - dimensão da base da sapata
- N_c, N_q e N_γ - fatores de capacidade de carga
- S_c, S_q e S_γ - fatores de forma
- ϕ - ângulo de atrito interno do solo

L' - máxima profundidade de interesse

E_s - módulo de elasticidade do solo

ν - coeficiente de Poisson

E_0 - módulo de elasticidade do primeiro carregamento no pressiómetro

α - coeficiente de correlação

K_0 - módulo de referência

n_1 - constante dependentes da tensão de ruptura do solo

n_2 - constante dependentes do material da estaca

k_p - coeficiente da parcela referente ao esforço horizontal

k_m - coeficiente da parcela referente ao momento fletor

m - coeficiente dependente da área de projeção da estaca

p_m - reação do solo uniformemente distribuída

M - momento fletor

N_{SPT} - número de golpes nos últimos 30 cm do ensaio SPT

k_0 - k_h para um deslocamento de 1 cm na superfície do terreno

α_p e α_k - fatores de correção

β - valor característico da estaca

κ - parâmetro de correlação

K_i - módulo de reação tangente ou inicial do solo

K_s - módulo de reação secante do solo

y_0 - deslocamento horizontal medido na superfície do terreno

y_{50} - deslocamento horizontal de referência

ε_{50} - módulo referente a 50% da tensão de ruptura de um ensaio triaxial

γ' - peso específico efetivo do solo

z_r - profundidade limite para o fator de carga N_c

K_R - rigidez relativa do conjunto solo-estaca

σ'_v - tensão efetiva vertical

s_{ua} - resistência não-drenada média

N_e - fator efetivo de cone

q_e - resistência de ponta efetiva do ensaio CPT

ε_{CPT} - módulo de referência

p_A - pressão atmosférica

q_t - resistência de ponta do CPT

f_s - atrito lateral do CPT

R_f - razão de atrito

u_0 - pressão hidrostática

q_e - resistência efetiva do cone

P_0 - pressão para um deslocamento de 0,05 mm da membrana de aço do DMT

P_1 - pressão para um deslocamento de 1,10 mm da membrana de aço do DMT

E_D - módulo dilatométrico

K_D - índice de tensão horizontal

σ_{vm} - tensão de pré-adensamento

c_c - índice de compressão

c_r - índice de recompressão

σ_3 - tensão confinante

e - índice de vazios

γ_d - peso específico aparente seco

γ_r - peso específico dos sólidos

ω - umidade

c' - intercepto coesivo

π - número pi

f_{ck} - resistência à compressão característica do concreto

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 OBJETIVOS	16
1.2 JUSTIFICATIVA	17
1.3 ESTRATÉGIA DE PESQUISA	18
1.4 MÉTODOS	20
1.4.1 Método de análise de dados	20
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	22
2.1 HIPÓTESE DE WINKLER.....	22
2.2 DISTRIBUIÇÃO DO COEFICIENTE AO LONGO DA PROFUNDIDADE	25
2.3 VALORES PARA O COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL.....	31
2.3.1 Coeficiente de reação horizontal	32
2.3.1.1 Método de Terzaghi.....	34
2.3.1.2 Método de Davisson	36
2.3.1.3 Método de Bowles	37
2.3.1.4 Método de Leoni.....	40
2.3.1.5 Método de Vesic.....	40
2.3.1.6 Método de Broms	41
2.3.1.7 Método da <i>Specifications for Highway Bridges</i>	45
2.3.1.8 Método de Poulos e Davis.....	46
2.3.2 Curva <i>p-y</i>	47
2.3.2.1 Método de Matlock	50
2.3.2.2 Método de Dunnavant e O'Neil.....	52
2.3.2.3 Método de Kim	53
3 REGIÃO DE ESTUDO	54
3.1 ENSAIOS SPT	56
3.2 ENSAIOS CPT	57
3.3 ENSAIOS DMT.....	60
3.4 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	63
3.5 ENSAIO DE CARREGAMENTO LATERAL EM ESTACAS	67
3.6 OUTROS ENSAIOS	70
4 MATERIAIS E MÉTODOS	71
4.1 VALA DE ENSAIO.....	73

4.2 EQUIPAMENTOS	75
4.2.1 Apoio para o sistema de macaco hidráulico	75
4.2.2 Sistema de suspensão	77
4.2.3 Sistema de aquisição de dados.....	78
4.3 MÉTODO DE ENSAIO	79
4.4 RESULTADOS	81
5 MODELAGEM DOS COEFICIENTES ENCONTRADOS.....	87
5.1 FTOOL	87
5.2 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	88
5.2.1 Retroanálise do tubo ensaiado	88
5.2.2 Método de Terzaghi.....	91
5.2.3 Método de Davisson.....	92
5.2.4 Método de Bowles	94
5.2.5 Método de Leoni.....	97
5.2.6 Método de Vésic.....	99
5.2.7 Método de Broms	101
5.2.8 Método da <i>Specifications For Highway Bridges</i>	103
5.2.9 Método de Poulos e Davis.....	104
5.2.10 Método de Matlock	106
5.2.11 Método de Dunnavant e O'Neil	108
5.2.12 Método de Kim	111
5.2.13 Método por ensaio de placa horizontal.....	113
5.3 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS	115
5.4 ANÁLISE ENSAIO DE PLACA	119
5.5 APLICAÇÃO DOS RESULTADOS EM ESTACA	121
6 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	126
6.1 ANÁLISES COMPARATIVAS	126
6.2 ENSAIOS DE PLACA HORIZONTAIS	128
6.3 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	129
REFERÊNCIAS.....	130
ANEXO 1 – DADOS DE ENSAIO DMT UTILIZADOS	139
ANEXO 2 – DADOS DE ENSAIO CPT UTILIZADOS	140

1 INTRODUÇÃO

Para o dimensionamento de fundação em estaca solicitada horizontalmente, dois critérios devem ser considerados: um fator de segurança adequado contra seu rompimento e uma deformação aceitável para os carregamentos a que está sujeita. É usual analisar esses dois critérios separadamente, e dimensionar a estaca para que satisfaça ambos independentemente (POULOS E DAVIS, 1980).

Para isso, tem se generalizando cada vez mais a utilização de métodos de cálculo baseados em hipóteses simplificadoras, pelo fato de possuírem simples utilização, como é o caso dos métodos da teoria de reação horizontal do solo (CINTRA, 1981). Esta teoria tem como hipótese principal a ideia de que a reação do solo é proporcional ao deslocamento horizontal, semelhante à hipótese de Winkler para o problema da viga sobre apoio elástico. (ARAÚJO, 2013).

Para a previsão desse deslocamento horizontal, existe o coeficiente de reação horizontal. Na literatura é possível encontrar diversos métodos para definir o coeficiente de reação horizontal do solo, sendo por meio de valores pré-definidos ou por meio de correlações.

O coeficiente de reação horizontal do solo é um fator determinante para o dimensionamento de uma estaca carregada horizontalmente, dependendo do método a ser utilizado. A partir dele, é possível determinar qual será a reação produzida no solo por causa desse esforço e também qual será o deslocamento provocado ao longo da estaca. Devido a essa importância, se faz necessária uma correta utilização de valores para esse coeficiente, a fim de que os resultados encontrados para o dimensionamento condigam com a realidade.

1.1 OBJETIVOS

O presente trabalho tem por objetivo geral estudar a influência do coeficiente de reação horizontal do solo no dimensionamento de uma estaca solicitada lateralmente. Este estudo foi realizado através de uma análise comparativa entre resultados obtidos em modelagens, baseadas em diferentes métodos para definição desse coeficiente, com os resultados encontrados em uma estaca real ensaiada. Por meio desse estudo, objetiva-se a determinação da melhor maneira para definir o coeficiente de reação horizontal em solo coesivo friccional.

Além do objetivo principal, tem-se por objetivos específicos:

- Realização de retro análise de uma estaca instrumentada para determinação do coeficiente de reação horizontal real do solo;
- Verificação da eficácia da estimativa do coeficiente de reação horizontal através de ensaios de placas horizontais;
- Elaboração de um material didático para auxílio na definição de um valor eficaz para o coeficiente de reação horizontal.

1.2 JUSTIFICATIVA

Estacas estão sujeitas frequentemente a esforços laterais e a momentos fletores. Estes esforços são advindos, por exemplo, da ação das ondas do mar e do impacto de embarcações nas estruturas de cais e portos; da ação das ondas e vento em estruturas *offshore*; da ação do solo em estruturas de contenção de terra; da ação da água em eclusas; da transmissão de esforços da edificação para a fundação e também da ação de abalos sísmicos sob a estrutura (POULOS E DAVIS, 1980).

Em todos os casos citados, uma ruptura traria grandes danos econômicos e sociais para todos os atingidos. No Brasil, um dos casos mais comuns de estacas solicitadas horizontalmente é por meio da atuação do empuxo de terra em contenções. Com o passar dos anos, aumenta-se a necessidade de subsolos mais profundos em edifícios para um maior aproveitamento da área do terreno a ser desenvolvida a construção, aumentando consequentemente a solicitação lateral na estaca. O rompimento de uma contenção em meio urbano acarreta danos não somente na edificação a ser construída, mas também nas edificações ao redor da mesma, tornando os danos muito maiores.

A solução para uma estaca solicitada horizontalmente consiste basicamente em uma análise da interação solo-estrutura. Esta interação depende da rigidez da estaca, das propriedades do solo e do nível de deslocamento atingido. (ARAÚJO, 2013). Alguns métodos para cálculo de reações em estacas solicitadas horizontalmente analisam a estaca pela sua condição de ruptura ou equilíbrio plástico, fornecendo como resultado a força horizontal que levaria à ruptura do solo ou da estaca. Para a obtenção da máxima força horizontal de serviço, essa força deverá ser reduzida por um fator de segurança global. Como alternativa favorável a segurança,

pode-se introduzir um fator de segurança para majorar a força horizontal de serviço e minorar a resistência do solo (VELLOSO E LOPES, 2002).

Devido a toda essa complexidade e diversidade que envolve o problema de uma estaca carregada horizontalmente, faz-se importante a consideração de um coeficiente de reação horizontal do solo que condiga ao máximo com a realidade. A pesquisa proposta para o presente trabalho serve de auxílio para essa correta consideração, aumentando o conhecimento sobre as reações do solo.

Por meio dessa correta consideração, as obras de fundações podem então serem projetadas com maior acurácia na previsão do seu modelo. Assim, o projeto torna-se mais seguro contra possíveis rupturas, dando segurança à sociedade contra danos materiais e ambientais. O projeto realizado com maiores certezas com relação ao comportamento do solo também é preventivo contra futuros danos, diminuindo a probabilidade de futuros reforços na fundação para cobrir erros de projeto.

Conforme o perfil do terreno, pode-se atingir um elevado nível de mobilização da resistência dos solos superficiais, até mesmo para cargas de serviço, para o caso de estacas sob esforços horizontais. Assim, é necessário levar em conta diversos parâmetros, como o nível de mobilização da resistência e a verificação do tipo do carregamento, para a determinação do coeficiente de reação horizontal (VELLOSO E LOPES, 2002).

O estudo da influência desses diversos fatores determinantes para a consideração de um valor de coeficiente de reação aumenta a certeza sobre as reações causadas no solo devido à solicitação lateral. Com isso, os cálculos para determinação das reações e dos deslocamentos apresentam uma maior acurácia e podem, inclusive, ter seu coeficiente de segurança reduzido.

1.3 ESTRATÉGIA DE PESQUISA

A pesquisa apresentada a seguir se trata de uma pesquisa qualitativa, de caráter descritivo e com procedimento experimental, onde se procura aprofundar os conhecimentos sobre o coeficiente de reação horizontal do solo através da análise comparativa entre os valores obtidos matematicamente com os valores obtidos experimentalmente.

Segundo Yin (2001), existem três propósitos possíveis para o desenvolvimento de uma pesquisa, sendo eles um propósito exploratório, descritivo

ou explanatório. Cada propósito apresenta características distintas dos outros, porém há grandes áreas de sobreposição entre elas (SIEBER, 1973 *apud*. YIN, 2001).

Uma pesquisa exploratória tem como objetivo principal proporcionar uma maior familiaridade com o problema a ser estudado na pesquisa, visando aumentar o conhecimento acerca dele ou construir hipóteses. Esse objetivo é então o aprimoramento de ideias ou descoberta de intuições (GIL, 2007).

Já em uma pesquisa explanatória, o objetivo principal é a identificação dos fatores que contribuem para a ocorrência desse problema e sua importância nessa contribuição. Pesquisas com propósito explanatório são as que mais aprofundam o conhecimento da realidade, explicando o porquê das coisas (GIL, 2007).

No caso das pesquisas descritivas, o objetivo principal é a descrição das características de determinado fenômeno ou até mesmo o estabelecimento de relações entre variáveis. São inúmeros os estudos que podem ser classificados como descritivos e uma de suas características principais está na padronização das técnicas de coleta de dados (GIL, 2007).

O objetivo da pesquisa a ser elaborada é aprofundar o conhecimento acerca do coeficiente de reação horizontal do solo por meio da análise entre os resultados obtidos nos métodos de determinação apresentados com os resultados obtidos em campo. Ou seja, o objetivo consiste em descrever o fenômeno físico que é a reação de um solo solicitado horizontalmente. Sendo assim, o propósito que melhor se encaixa para o trabalho, seguindo os conceitos estabelecidos por Gil (2007), é o propósito descritivo.

As pesquisas descritivas exigem do pesquisador uma série de informações sobre aquilo que se deseja pesquisar. Além disso, exigem também uma precisa delimitação de técnicas, métodos, modelos e teorias que servirão de orientação para a coleta e interpretação dos dados (TRIVIÑOS, 1987).

De acordo com Fonseca (2002), a pesquisa científica é o resultado de um exame minucioso objetivado pela solução de algum problema, sendo necessário, para alcançar esse objetivo, a utilização de procedimentos científicos. Para isso, investiga-se uma pessoa ou grupo capacitado, abordando um aspecto da realidade, a fim de comprovar, descrever ou explorar experimentalmente hipóteses.

Um procedimento científico possível para a elaboração da pesquisa científica é o procedimento experimental, onde seleciona-se grupos de assuntos coincidentes e submete-os a tratamentos diferentes, verificando as variáveis estranhas ao problema

e checando se as diferenças observadas nos resultados são significantes ou não (FONSECA, 2002).

No caso do presente trabalho, o procedimento experimental se faz necessário para a verificação dos resultados encontrados em cada método de cálculo de acordo com os dados obtidos experimentalmente. Com isso, torna-se possível uma conclusão do trabalho acerca do seu objetivo.

1.4 MÉTODOS

A metodologia proposta no seguinte item foi idealizada a fim de cumprir com os objetivos estabelecidos inicialmente neste trabalho. Para isso, planeja-se utilizar os conhecimentos apresentados na revisão bibliográfica, aplicando os diversos métodos possíveis para a determinação do coeficiente de reação horizontal (k_h) e comparando os resultados obtidos, para definição do método que apresentou maior acurácia.

Para a realização da pesquisa, foi definida uma região de estudo onde fosse possível a obtenção da maior quantidade de informações sobre o solo, tanto em relação à caracterização do mesmo, quanto em relação ao seu comportamento mecânico. Quanto maior a quantidade de ensaios diferenciados realizados na região de estudo, mais métodos poderão ser utilizados para a definição de k_h e mais completa será a análise comparativa.

1.4.1 Método de análise de dados

Segundo Quivy e Campenhoudt (1995 *apud* GERHARDT E SILVEIRA, 2009), a análise dos dados é a etapa da pesquisa onde é feito o tratamento das informações obtidas através da coleta dos dados para sua apresentação, a fim de permitir a comparação dos resultados esperados pelas hipóteses.

Para determinados métodos de pesquisa, essa etapa pode ser dividida em três operações: descrição dos dados, relação das variáveis e comparação dos dados. A primeira operação remete a apresentação dos dados sob a forma requerida pelas variáveis implicadas nas hipóteses e também a apresentação dos mesmos de forma que as características dessas variáveis sejam evidenciadas pela descrição. A segunda etapa consiste na mensuração das relações entre as variáveis, da maneira como essas relações foram previstas pelas hipóteses. A terceira etapa é onde

acontece a comparação das relações observadas com as relações esperadas pelas hipóteses, dando dimensão ao distanciamento entre elas (QUIVY E CAMPENHOUDT, 1995 *apud* GERHARDT E SILVEIRA, 2009).

Para o trabalho em questão, o método de análise dos dados seguiu o proposto por Quivy e Campenhoudt (1995), onde foram obtidos os dados e posteriormente analisados por meio de uma comparação entre os dados obtidos por cada método apresentado. Assim, é possível visualizar qual método melhor se aproxima da realidade encontrada em campo, concluindo assim o objetivo da pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A reação produzida no solo é um dos aspectos fundamentais no estudo de estacas carregadas horizontalmente, sendo um problema complexo. Essa reação é dependente das propriedades do solo onde a estaca se encontra, do tipo de solicitação (estática, cíclica, etc.) e também das propriedades da estaca (dimensões e módulo de elasticidade). (VELLOSO E LOPES, 2002).

Com o aumento do esforço horizontal atuante na estaca, é gerado um consequente aumento também no deslocamento horizontal da estaca e na reação do solo até que se atinge a ruptura deste, considerando que a estaca tenha rigidez suficiente para resistir às solicitações fletoras. Com isso, decorre a primeira verificação a ser feita: a ruptura do solo. Para que a solicitação de trabalho tenha uma adequada segurança em relação à solicitação de ruptura, é necessário primeiramente determinar os deslocamentos horizontais e as solicitações fletoras na estaca. (VELLOSO E LOPES, 2002).

Para a determinação dos deslocamentos e reações, existem duas considerações do solo possíveis de serem feitas: ou como uma extensão da hipótese de Winkler, onde o solo é tratado como uma sequência de molas horizontais independentes entre si; ou o solo tratado como um meio contínuo elástico, sendo caracterizado por um módulo de Young e um coeficiente de Poisson. Qualquer que seja a consideração adotada, deve ser verificada a possibilidade de a reação produzida ser maior do que a resistência do terreno, num processo à parte. Caso o solo seja tratado como uma sequência de molas, porém com reação não-linear (curvas $p-y$), então o comportamento do solo é modelado até a ruptura (VELLOSO E LOPES, 2002).

2.1 HIPÓTESE DE WINKLER

A hipótese de Winkler é relativamente simples, se caracterizando basicamente pela representação do solo em forma de molas. A partir dessa representação, é possível então configurar o solo em diversas maneiras diferentes, sendo assim altamente adaptável a maioria dos solos encontrados. Entre essas configurações possíveis, estão a não-linearidade e variações do coeficiente de reação horizontal do solo de acordo com a profundidade, representando assim um solo

estratificado ou com alternadas características ao longo da sua profundidade. (FARO, 2014)

Segundo o modelo de Winkler, qualquer que seja a forma da seção transversal da estaca ou estrutura solicitada horizontalmente, o solo resiste ao deslocamento horizontal da estrutura por meio de tensões normais atuantes na face projetada da estrutura e também por tensões cisalhantes atuantes nas laterais dessa estrutura, a resistência na parte de trás pode ser desconsiderada. Na prática, assume-se que a resultante dessas reações atue na frente da estrutura, ou seja, em uma faixa de largura equivalente à largura da estrutura solicitada. Com isso, pode-se afirmar que a reação do solo consiste em uma suposta tensão normal atuante nessa área frontal da estrutura, perpendicularmente ao seu deslocamento. Representando a hipótese, temos a EQUAÇÃO 1:

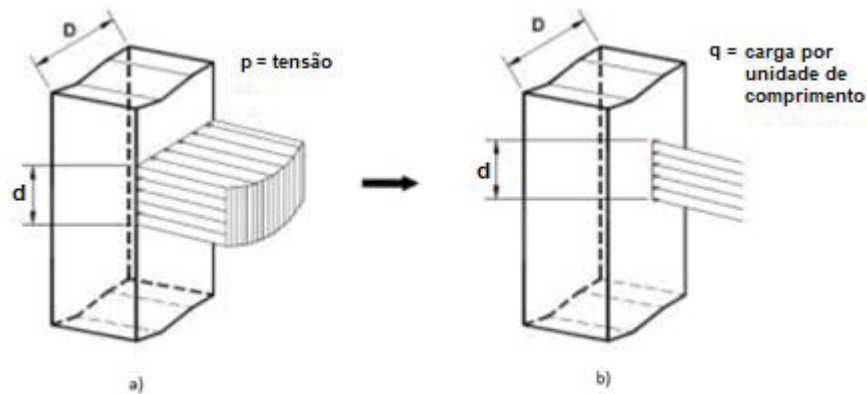
$$p = k_h \cdot y \quad (1)$$

Onde p é a tensão normal resultante da reação do solo na parte frontal da estrutura; k_h é o coeficiente de reação horizontal do solo; e y é o deslocamento causado pela aplicação do esforço horizontal (VELLOSO E LOPES, 2002).

É importante ressaltar que esse coeficiente pode aparecer na literatura expresso em diversas maneiras. Além da forma descrita na EQUAÇÃO 1, há também o coeficiente (módulo de reação horizontal) expresso considerando a influência da dimensão transversal da estrutura, onde $K_h = k_h \times D$ (FL^{-2}); e também o coeficiente (constante de mola) correspondente a um segmento de solo representado por uma mola, onde $K = K_h \times d$ (FL), sendo d o comprimento de discretização do solo (VELLOSO E LOPES, 2002).

A partir destas denominações, é possível determinar as reações no solo tanto em termos de tensão (FIGURA 1.a) quanto em termos de carga por unidade de comprimento (FIGURA 1.b).

FIGURA 1 – CONVERSÃO DE TENSÃO EM CARGA POR UNIDADE DE COMPRIMENTO



FONTE: ALONSO (1986)

Os valores desse coeficiente podem ser obtidos tanto com base em dados de publicações consagradas ou por meio de derivações a partir do resultado de ensaios realizados em campo (TERZAGHI, 1955). O valor a ser considerado é de grande importância para o projeto devido a sua alta influência em diversos fatores envolvidos no dimensionamento da estrutura a ser projetada, desde o deslocamento causado no solo até os esforços (momento fletor e esforço cortante), dependendo do método de dimensionamento escolhido.

Essa hipótese é usualmente aplicada no meio da Engenharia Civil, porém ela tem como desvantagem o fato de ignorar a continuidade do solo e considerar que coeficiente de reação horizontal não é uma propriedade intrínseca. Ou seja, o coeficiente de reação do solo nesse caso depende do tipo de solo, das dimensões da estrutura solicitada e também do seu deslocamento (FARO, 2014).

Para o caso de estacas, o problema é um pouco mais complexo quando comparado com o de vigas sobre apoio elástico, tendo em vista que em vigas é possível admitir que elas estejam apoiadas sobre um solo uniforme horizontalmente e para o caso das estacas isto não acontece, pois a estaca atravessa camadas de solo com naturezas diversas, sendo que em alguns solos as características elásticas variam sensivelmente com a profundidade (CINTRA, 2002).

2.2 DISTRIBUIÇÃO DO COEFICIENTE AO LONGO DA PROFUNDIDADE

De acordo com Miguel (1996), para a realização de um projeto de uma estaca submetida a um carregamento horizontal é necessário calcular os deslocamentos horizontais e traçar os diagramas de momento fletor e de esforço cortante desta estaca ao longo da profundidade, o que exige um estudo teórico tridimensional de difícil modelagem matemática. Com isso, surge então o uso generalizado de métodos de cálculo baseados em hipóteses simplificadoras por apresentarem uma utilização mais simples (CINTRA, 1981).

Os modelos que se baseiam no coeficiente de reação do solo consideram a Hipótese de Winkler, explicada anteriormente. O uso dessa hipótese simplifica o problema, considerando que a reação do solo atuante em certo ponto depende apenas do deslocamento no mesmo ponto. Segundo Prakash e Sharma (1990), os métodos que se utilizam desta hipótese são os mais utilizados na prática de projetos de fundação. Garassino (1994) diz que os métodos baseados no coeficiente de reação do solo são simples pela facilidade de utilização, experiência acumulada, possibilidade de variação com a profundidade dos parâmetros tensão-deformação, bem como a possibilidade de simulação do comportamento não linear do solo, impondo às molas um comportamento carga-deslocamento pré-estabelecido. Entre as principais desvantagens estão a falta de continuidade entre as molas e a impossibilidade teórica da análise de grupos de estacas. (POULOS E DAVIS, 1980).

De acordo com Cintra (1981), a teoria de reação do solo tem sido usada desde o início do século XX para a previsão do comportamento de estacas submetidas a esforços horizontais. (ARAÚJO, 2013).

Segundo Araújo (2013), a principal dificuldade na aplicação prática dos modelos para prever o comportamento de estacas submetidas a carregamentos laterais é a estimativa do módulo de reação horizontal a partir do coeficiente de reação horizontal do solo. Algumas das formas de determinação do k_h são por meio de provas de cargas estáticas em placa, por meio de correlações empíricas e por meio de provas de carga estática lateral em estaca.

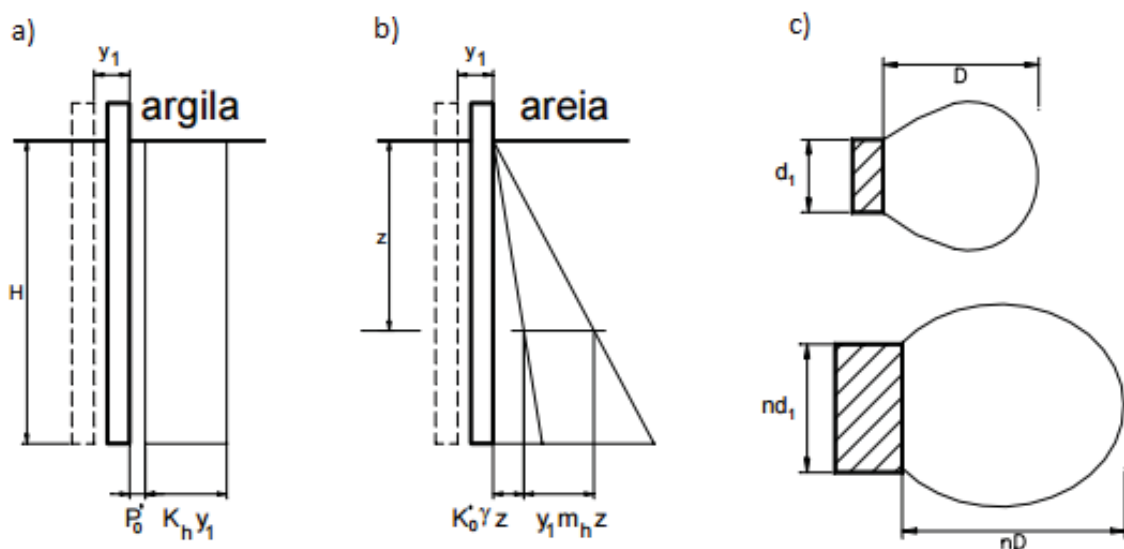
Poulos e Davis (1980), em sua obra, criticam a obtenção do coeficiente k_h por meio de provas de carga em placa devido à extrapolação feita do comportamento de uma placa para o de uma estaca. Os mesmos autores sugerem que o método mais preciso seria realizar provas de carga com carregamento lateral em estaca

instrumentada, onde as reações do solo e os deslocamentos ao longo da estaca seriam medidos diretamente no ensaio.

Vários estudos foram desenvolvidos para o módulo de reação horizontal do solo, dentre esses se destacam os trabalhos de: Granholm (1929) e Hetenyi (1946), que fizeram estudos para K constante com a profundidade, Hetenyi (1946), Matlock e Reese (1956) para K variando linearmente com a profundidade, Palmer e Thompson (1948), Davisson e Prakash (1963), para K variando não linearmente com a profundidade e Davisson e Gill (1963), Reddy e Valsangkar (1968), Digoia *et al.* (1975), Matlock e Reese (1961) para um sistema estratificado em camadas. Estes estudos mostram uma aproximação do comportamento não linear do solo, por um processo iterativo, alterando e variando K com a profundidade, de acordo com os valores obtidos para os deslocamentos y .

Uma das principais hipóteses a ser considerada para a representação do solo pela hipótese de Winkler é a consideração da distribuição do coeficiente de reação horizontal do solo ao longo da profundidade. Essa distribuição pode ser considerada de diversas maneiras possíveis, tendo entre as principais as hipóteses que adotam essa distribuição como sendo linearmente variável de acordo com a profundidade ou como sendo constante ao longo da profundidade, apresentadas na FIGURA 2.

FIGURA 2 - CONCEITO DE k_h SEGUNDO TERZAGHI



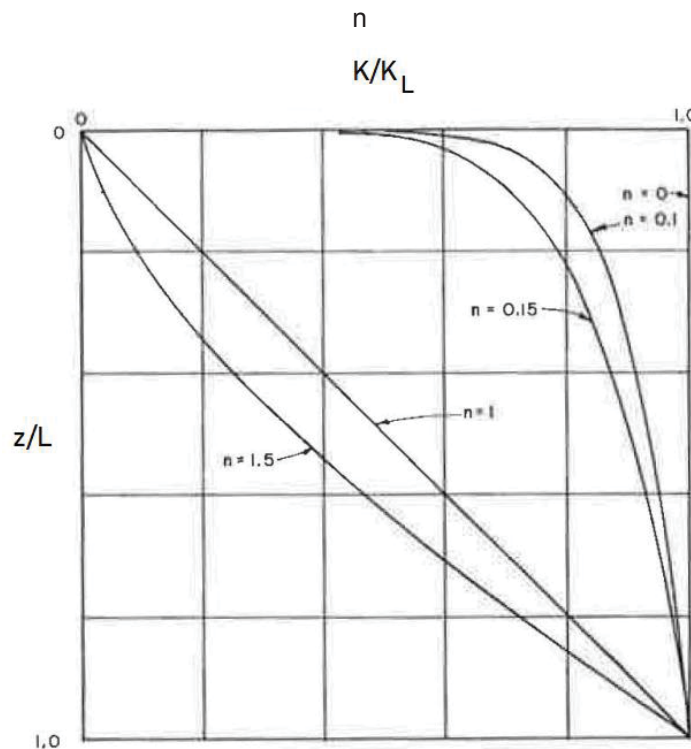
FONTE: TERZAGHI (1955)

Palmer e Thompson (1948) propõem que a variação do coeficiente de acordo com a propriedade depende da relação entre a profundidade de onde se deseja obter esse coeficiente com o comprimento enterrado da estaca, esquematizado através da EQUAÇÃO 2.

$$K = K_L \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^n \quad (2)$$

Onde K_L é o coeficiente de reação horizontal na ponta inferior da estaca, z a profundidade de onde se deseja o K , L o comprimento enterrado da estaca e n um expoente empírico positivo. Palmer e Thompson (1948) propõem valores de n iguais a 0 para argilas pré-adensadas e 1 para areias, siltes e argilas normalmente adensadas. Sendo assim, essa variação equivale à variação proposta por Terzaghi (1955). Já Davisson e Prakash (1963) propõem um valor de n igual a 0,15 para argilas pré-adensadas. A FIGURA 3 demonstra graficamente a variação do K com a profundidade para cada valor de n adotado.

FIGURA 3 – VARIAÇÃO DE K AO LONGO DA PROFUNDIDADE PARA DIFERENTES VALORES DE

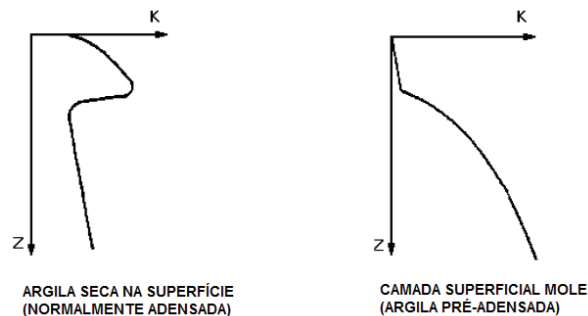


FONTE: DAVISSON E PRAKASH (1963)

Segundo Davisson e Gill (1963), a região que controla o comportamento da estaca em argilas vai até uma profundidade localizada entre $0,2R$ e $0,4R$, onde R é função da rigidez da estaca e tem valor obtido através da EQUAÇÃO 3. Além da consideração para solos homogêneos, Davisson e Gill (1963) esquematizam a distribuição do módulo de reação horizontal ao longo da profundidade para uma argila normalmente adensada com secagem próxima a superfície e para uma argila pré-adensada com uma camada superficial mole, apresentadas na FIGURA 4.

$$R = \left(\frac{EI}{K} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (3)$$

FIGURA 4 – DISTRIBUIÇÕES DE K AO LONGO DA PROFUNDIDADE

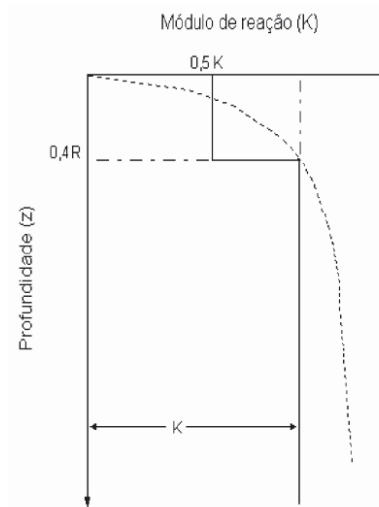


FONTE: DAVISSON E GILL (1963)

Outra distribuição é proposta por Davisson (1970), onde o valor do módulo de reação horizontal é adotado como a metade do seu valor máximo até uma profundidade de $0,4R$. A FIGURA 5 apresenta essa distribuição em degrau.

A distribuição de tensões em solos carregados horizontalmente é um fator determinante no correto uso do coeficiente de reação horizontal. Deve-se saber qual a influência da largura da estrutura solicitada no valor desse coeficiente.

FIGURA 5 – DISTRIBUIÇÃO EM DEGRAU



FONTE: DAVISSON (1970)

Terzaghi (1955) explica a influência da largura no valor do coeficiente de reação horizontal através do conceito de bulbo de tensões (FIGURA 2.c), impondo a hipótese de que quanto maior essa largura, maior será o bulbo de tensões. Aliado a essa hipótese, surge a hipótese de que o deslocamento encontrado na estaca de maior largura é maior do que o deslocamento encontrado em uma estaca de menor largura, com a aplicação de tensões horizontais proporcionalmente iguais em ambas, encontrando-se um coeficiente de reação horizontal de menor valor no solo solicitado pela estaca de maior largura. Com isso, Terzaghi conclui que o coeficiente de reação horizontal é inversamente proporcional à largura da estaca de forma linear, ou seja, o módulo de reação horizontal do solo não depende da largura da estrutura. Davisson (1970) e Leijden (1972) confirmam a teoria de Terzaghi (1955), onde o módulo de reação e sua variação ao longo da profundidade dependem das características de deformação do solo.

Vesic (1961) deduz uma formulação para a definição do módulo de reação horizontal onde também é implícita a hipótese de que esse módulo independe da largura da estrutura solicitada. Analisando também as curvas p - y para areias (REESE *et al.*, 1974) e para argilas duras abaixo do nível d'água (REESE *et al.*, 1975), o módulo de reação horizontal encontrado também independe da largura.

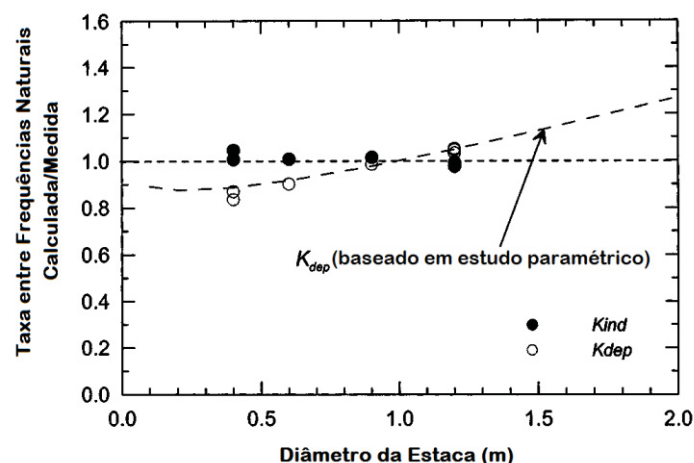
Em contrapartida, referenciado por estudos realizados por Carter (1984) e Ling (1988), Pender (1993) conclui que o módulo inicial de reação horizontal do solo é linearmente proporcional à largura da estaca, baseando-se em uma análise dos

resultados encontrados em estacas carregadas horizontalmente utilizando modelo de solo hiperbólico. Entretanto, a utilização do módulo inicial de reação do solo para o traçado da curva p - y em areias acaba por não ser tão recomendada devido a sua baixa sensibilidade para a definição principalmente dos momentos máximos na estaca. (ASHFORD *et al.*, 2003)

Em uma tentativa de solucionar essa incógnita da distribuição de tensões horizontais ao longo do solo, Ashford *et al.* (2003) realizou um estudo baseado em testes de vibrações onde verifica a relação entre a largura da estaca e o módulo de reação horizontal do solo a partir da aplicação de baixas tensões. A partir disso, foram desenvolvidos modelos numéricos para caracterização do comportamento mecânico do solo, sendo um onde o módulo de reação horizontal é dependente (K_{dep}) da largura da estaca, baseado na teoria proposta por Terzaghi (1955), e outro independente (K_{ind}), baseado nas teorias propostas por Carter (1984) e Ling (1988), e então comparados os resultados encontrados no modelo com os resultados encontrados experimentalmente, como apresentado na FIGURA 6. (ASHFORD *et al.*, 2003).

Como conclusão do estudo, Ashford *et al.* (2003) encontrou frequências naturais calculadas pelo modelo baseado na teoria de Terzaghi (1955), onde o módulo de reação horizontal independe da largura da estaca, próximas às frequências naturais obtidas experimentalmente (FIGURA 6). Sendo assim, Ashford *et al.* (2003) conclui que o módulo de reação horizontal do solo aparentemente não depende da largura da estaca.

FIGURA 6 – GRÁFICO COMPARATIVO DE FREQUÊNCIAS NATURAIS ENCONTRADAS



FONTE: ASHFORD *et al.* (2003)

Um ponto de concordância entre diversos pesquisadores é a importância do valor do módulo de reação horizontal do solo próximo à superfície do terreno, pois essa parte será a mais solicitada pelo carregamento lateral das estacas. Matlock e Reese (1960) afirmam que, para solo arenoso, a região correspondente à profundidade relativa Z/T menor que 1 exerce uma grande influência no comportamento de estacas sob o carregamento lateral, tendo em vista que T é a rigidez relativa solo-estaca definida pela EQUAÇÃO 4:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{k_h}} \quad (4)$$

Onde EI é a rigidez flexional da estaca, e k_h é o coeficiente de reação horizontal do solo.

Analisando alguns métodos de análise do comportamento de estacas submetidas a esforços horizontais, é possível observar que os acréscimos de tensões horizontais pelo carregamento imposto praticamente desaparecem abaixo de 4 a 5 vezes o diâmetro característico da estaca (VELLOSO E LOPES, 2010). Por isso a importância de serem obtidos valores realísticos de k_h em profundidades próximas ao topo da estaca. (ARAÚJO, 2013).

2.3 VALORES PARA O COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL

Há diversas abordagens teóricas que podem ser utilizadas para a estimativa da capacidade lateral de estacas como alternativas às análises empíricas. Dentre estas abordagens, estão inclusos os métodos que se utilizam da teoria do coeficiente de reação horizontal do solo e da formação de curvas $p-y$. Os métodos que utilizam estas teorias se diferenciam dos demais por considerarem a variação de características do solo ao longo da profundidade. (ALMEIDA *et al.*, 2011)

Os métodos que utilizam a teoria do coeficiente de reação horizontal consideram que a resistência do solo é diretamente proporcional ao deslocamento da estaca. A cada profundidade do solo, fica caracterizado um coeficiente que representa a relação entre a força horizontal aplicada e sua consequente deformação. Estes métodos não são capazes de considerar o fato de que os deslocamentos num ponto

são influenciados por tensões ou deslocamentos aplicados em outro ponto ao longo da estaca. Porém, diversos autores (REESE *et al.*, 1974; MURCHISON E O'NEIL, 1984) introduziram modificações aos métodos para acrescentar essas considerações. (ALMEIDA *et al.*, 2011)

Os métodos p - y , por sua vez, podem considerar a não-linearidade do comportamento do solo e a variação das suas propriedades ao longo da profundidade através da modelagem da interação solo-estrutura por meio de uma série de molas não-lineares. De acordo com Sousa (2006), estes métodos têm como vantagem a satisfação do equilíbrio e da compatibilidade da interação entre solo e estrutura. (ALMEIDA *et al.*, 2011)

A seguir serão apresentados alguns dos métodos encontrados na literatura para a determinação do valor do coeficiente k_h , seja essa determinação por maneira direta ou pela interpretação da curva p - y . Os métodos apresentados são apenas alguns entre os diversos encontrados na literatura. Alguns são mais consagrados, outros são mais desconhecidos, porém toda essa diversidade de métodos apenas confirma o fato de que o comportamento de um solo carregado horizontalmente ainda é uma dúvida para o meio da engenharia. Cabe então ao engenheiro, analisar as hipóteses implícitas e explícitas em cada método e correlacionar com o problema encontrado em campo para então decidir qual o melhor método a ser utilizado para a definição dos valores dos coeficientes de reação horizontal do solo.

2.3.1 Coeficiente de reação horizontal

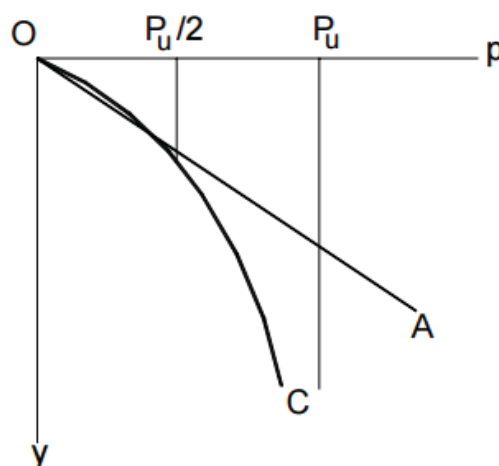
Terzaghi (1955) escreveu um artigo onde discute os fatores determinantes para a consideração de um valor para o coeficiente de reação, tanto vertical quanto horizontal para solos coesivos e não coesivos, e também propõe valores numéricos pré-estabelecidos para esses coeficientes dependendo das propriedades físicas do solo a ser analisado.

Para isso, Terzaghi (1955) parte da consideração de algumas hipóteses simplificadoras:

- A taxa (coeficiente de reação) entre a tensão de contato do solo na estrutura e o deslocamento da estrutura causado pela aplicação da carga lateral independe dessa tensão de contato;

- O coeficiente de reação vertical do solo k_s possui o mesmo valor para todos os pontos da superfície solicitada, independentemente da classificação do solo. O mesmo acontece para o coeficiente de reação horizontal k_h no caso de argilas duras, ou seja, o coeficiente é considerado como constante ao longo da profundidade.
- Para o caso de solos não-coesivos, o coeficiente de reação horizontal é considerado como variável linearmente de acordo com a profundidade, partindo de um valor nulo na superfície e sofrendo incrementos ao longo de sua profundidade através de uma taxa n_h constante para toda a superfície lateral de contato da estrutura solicitada com o solo.

Essas hipóteses são idealizadas a fim de simplificar a obtenção das reações do solo a partir de uma estrutura solicitada, porém Terzaghi (1955) ressalta as inconformidades e erros causados por essas simplificações. A partir da realização de ensaios, é possível observar que o coeficiente de reação do solo sofre um aumento em seu valor a partir do momento em que o deslocamento causado pela tensão aplicada vai aumentando. Ou seja, a primeira hipótese, que diz que o coeficiente independe da tensão de contato, é incorreta. Essa hipótese apenas é válida para valores de tensão abaixo da metade do valor da carga de ruptura p_u . O valor da carga de ruptura para o caso de argilas duras independe das dimensões da estrutura solicitada, fato que não é verdade para o caso de areias. A partir da FIGURA 7 é possível analisar o comportamento do solo assumido na hipótese de Terzaghi (1955), caracterizado pela reta AO, com relação ao comportamento real do solo, caracterizado pela curva C. (TERZAGHI, 1955).

FIGURA 7 – RELAÇÃO ENTRE A REAÇÃO DO SOLO p E O DESLOCAMENTO y 

FONTE: TERZAGHI (1955)

Outro fator que deve ser levado em consideração para determinação do valor do coeficiente k_h é a existência de demais estacas ao redor da estaca solicitada. Para o caso de grupos de estacas, Davisson (1970, *apud* MESRI *et al.*, 1996) propõe uma redução no valor do coeficiente de reação de acordo com o espaçamento encontrado entre as estacas. Os fatores de redução propostos estão apresentados na TABELA 1. A partir disso, pode se observar que Davisson (1970, *apud* MESRI *et al.*, 1996) considera que a influência de uma estaca no comportamento da outra é considerável para espaçamentos menores que oito vezes o diâmetro da estaca.

TABELA 1 - FATORES DE REDUÇÃO DO VALOR DE k_h PARA GRUPOS DE ESTACAS

Espaçamento entre estacas	Fator de redução do k_h
3D	0,25
4D	0,40
6D	0,70
8D	1,00

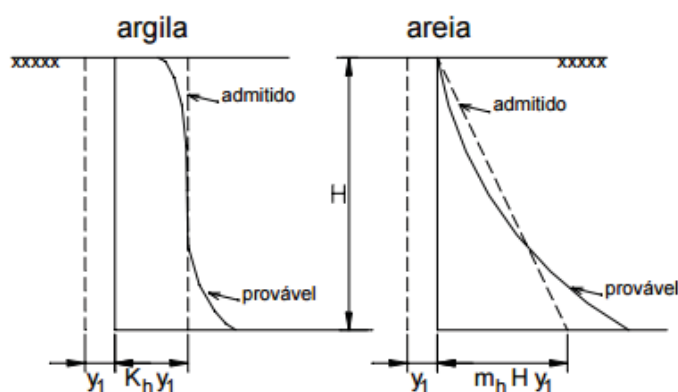
FONTE: DAVISSON (1970)

2.3.1.1 Método de Terzaghi

Terzaghi (1955), para a idealização da hipótese que propõe que o coeficiente k_h é constante de acordo com a profundidade para o caso de argilas duras, considera que o módulo de elasticidade desse solo independe da profundidade. Já para o caso

de areias, Terzaghi (1955) assume que o módulo de elasticidade do solo aumenta proporcionalmente de acordo com a profundidade. Também experimentalmente, é possível observar que ambas as hipóteses não condizem exatamente com a realidade encontrada em campo, como pode ser observado na FIGURA 8.

FIGURA 8 – DIFERENÇA ENTRE AS DISTRIBUIÇÕES DE TENSÕES TEÓRICAS E REAIS EM UM SOLO SOLICITADO HORIZONTALMENTE



FONTE: TERZAGHI (1955)

Sabendo das limitações das hipóteses e de suas simplificações, Terzaghi (1955) propõe um método para obter o valor do coeficiente de reação horizontal do solo, a partir de valores calculados previamente e dependentes das características físicas do solo e do tipo de estrutura a ser solicitada, caracterizado pelas EQUAÇÕES 5 e 6:

a) Estacas em argilas pré-adensadas:

$$k_h = \frac{P}{y_1} = k_{h1} = \frac{0,3048}{1,5 \cdot D} \cdot \bar{k}_{s1} \quad (5)$$

Onde k_{h1} representa o coeficiente de reação horizontal para uma estaca de largura equivalente a 1 pé (30,48 cm), D a largura da estaca representada em metro e \bar{k}_{s1} sendo valores empíricos com valores indicados na TABELA 2.

TABELA 2 - VALORES DE \bar{k}_{s1} PARA ARGILAS PRÉ-ADENSADAS

Consistência da argila	Rija	Muito rija	Dura
Intervalo de valores para \bar{k}_{s1} (MN/m ³)	15,7 - 31,4	31,4 - 62,9	>62,9
Valores recomendados para \bar{k}_{s1} (MN/m ³)	23,6	47,1	94,3

FONTE: TERZAGHI (1955)

b) Estacas em areias e argilas normalmente adensadas:

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{D} \quad (6)$$

Onde z é a profundidade em metro abaixo da superfície do solo; D a largura da estaca em metro; n_h é a constante de reação horizontal do subsolo com valores indicados na TABELA 3. Ou seja, Terzaghi conclui que o coeficiente de reação horizontal do solo (k_h) varia linearmente de acordo com a profundidade.

TABELA 3 - VALORES DE n_h PARA AREIAS

Densidade relativa da areia	Fofa	Média	Compacta
Valores de n_h (MN/m ³) para areias secas	2,4	7,4	19,7
Valores de n_h (MN/m ³) para areias submersas	1,4	4,9	12,0

FONTE: TERZAGHI (1955)

Importante salientar que os valores tabelados não foram obtidos por testes em campo. Eles foram calculados a partir de conceitos da teoria da elasticidade com base no que se sabe sobre as propriedades elásticas da areia (TERZAGHI, 1955).

2.3.1.2 Método de Davisson

Davisson (1970) também encontrou faixas de valores para o coeficiente de reação horizontal, considerando que areias sofrem variação linear com a profundidade e que argilas pré-adensadas possuem valor constante desse coeficiente com a profundidade. Na TABELA 4 são apresentados os valores de n_h e k_h propostos por Davisson.

Alguns autores tratam o valor de n_h como sendo o coeficiente de reação horizontal do solo, como Davisson e Salley (1970), Colman e Hancock (1972), Poulos (1973) e Cintra e Albiero (1982). Já nos trabalhos desenvolvidos por Terzaghi (1955) e por Davisson e Prakash (1963) definem n_h como sendo uma constante de reação horizontal, utilizada para a determinação do valor do coeficiente k_h .

A partir de comprovações encontradas nos trabalhos de Alonso (1986) e Miguel (1996), é possível observar que o coeficiente n_h varia de acordo com o nível

de deslocamento horizontal de uma estaca solicitada horizontalmente. Sendo assim, esse coeficiente não é constante.

TABELA 4 – FAIXAS DE ESTIMATIVA DE k_h

Tipo de solo	Faixa de valores
Solo granular	n_h variando de 0,5 a 50 kPa/mm, geralmente variando de 3 a 30 kPa/mm e aproximadamente proporcional a sua densidade relativa
Silte orgânico normalmente adensado	n_h variando de 0,1 a 0,8 kPa/mm
Turfa	n_h aproximadamente igual a 0,05 kPa/mm
Solo coesivo	k_h aproximadamente igual a $67 s_u$

FONTE: DAVISSON (1970)

2.3.1.3 Método de Bowles

Bowles (1997) também apresenta uma metodologia para determinação do valor do coeficiente k_h através da EQUAÇÃO 7, sendo que esta também pode ser aplicada para determinação do coeficiente de reação vertical (k_s).

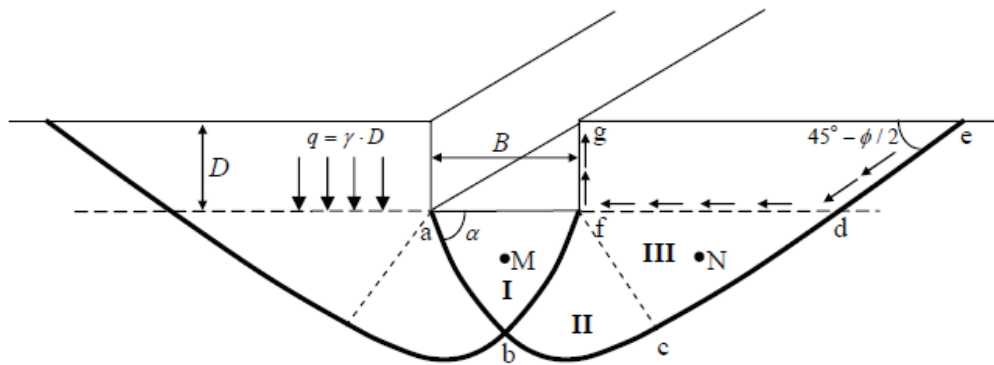
$$k_h = k_s = A_s + B_s \cdot z^n \quad (7)$$

Onde A_s é uma constante válida para coeficientes horizontais ou verticais; B_s um coeficiente de variação que depende da profundidade; e n um expoente para ajuste. Os valores de A_s ou B_s podem ser equivalentes à zero. Para a superfície do terreno, adota-se $A_s = 0$, porém a uma pequena profundidade tem-se que $A_s > 0$. No caso de fundações rasas tem-se que $A_s > 0$ e $B_s \sim 0$.

Na metodologia de Bowles (1997), o coeficiente de reação do solo (vertical ou horizontal) é relacionado com a teoria de capacidade de carga para sapatas proposta por Terzaghi (1943), ilustrada pela FIGURA 9 onde a capacidade última (q_u) pode ser encontrada através da EQUAÇÃO 8.

$$q_u = c \cdot N_c \cdot S_c + \gamma \cdot z \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (8)$$

FIGURA 9 – CAPACIDADE DE CARGA EM SAPATAS



FONTE: TERZAGHI (1943)

Onde c é a coesão do solo; N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito interno do solo; S_c , S_q e S_γ fatores de forma dependentes da geometria da fundação; e B a dimensão da base da sapata.

A EQUAÇÃO 8 pode ser separada em três parcelas, sendo que uma representa a contribuição da coesão, outra a da sobrecarga e outra a do peso específico do solo. Para elaboração dessa teoria, Terzaghi (1943) adotou algumas hipóteses como a definição da resistência ao cisalhamento com base na coesão do solo e do ângulo de atrito, consideração do peso específico do solo constante ao longo da profundidade, consideração do solo como tendo um comportamento elasto-plástico perfeito, consideração do material como sendo homogêneo e isotrópico e adoção da teoria de estado plano de deformação.

Os valores para os fatores de forma S_c , S_q e S_γ são obtidos através da TABELA 5, sendo estes adimensionais e dependentes da geometria da fundação.

TABELA 5 – FATORES DE FORMA

Forma da fundação	Fatores de forma		
	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0
Retangular	1,1	0,9	1,0

FONTE: TERZAGHI (1943)

Já os valores dos fatores N_q , N_c e N_γ podem ser obtidos através das EQUAÇÕES 9, 10 e 11 respectivamente, propostas por Reissner (1924), Vésic (1975)

e Meyerhof (1955). Também são adimensionais, e dependem do valor do ângulo de atrito (φ) do solo.

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (9)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi \quad (10)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi \quad (11)$$

Aplicando os valores destes fatores na metodologia de Bowles (1997), torna-se possível determinar os valores de A_s e $B_s \cdot z^n$ através das EQUAÇÕES 12 e 13 apresentadas a seguir.

$$A_s = C \cdot (c \cdot N_c \cdot S_c + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \quad (12)$$

$$B_s \cdot z^1 = C \cdot (\gamma \cdot N_q \cdot S_q) \cdot z^1 \quad (13)$$

Sendo C um fator de ajuste aproximadamente igual a 40. O valor de n pode ser obtido através de dois diferentes métodos, descritos pelas EQUAÇÕES 14 e 15.

$$\text{Método 1: } n = B_s \cdot \tan^{-1} \left(\frac{z}{L'} \right) \quad (14)$$

$$\text{Método 2: } n = \frac{B_s}{L'^n} \cdot z^n \quad (15)$$

Onde L' é a máxima profundidade de interesse, podendo ter valor igual ao comprimento da estaca.

Além desse método empírico, Bowles (1997) também apresenta a TABELA 6 para estimativa do valor do coeficiente k_h . Na tabela, Bowles correlaciona o valor de k_h com a classificação do solo, que pode ser obtida através dos resultados dos N_{SPT} obtidos nos ensaios de percussão SPT. (CHRISTAN, 2012).

TABELA 6 – VALORES PARA ESTIMATIVA DO COEFICIENTE k_h - BOWLES

Solo	k_h (kN/m ³)
Areia fofa	16000
Areia medianamente compacta	80000
Areia compacta	128000
Argila arenosa medianamente compacta	80000
Silte arenoso medianamente compacto	48000
Argila $q_u \leq 200$ kPa	24000
Argila $200 < q_u \leq 800$ kPa	48000
Argila $q_u > 800$ kPa	>48000

FONTE: BOWLES (1997)

2.3.1.4 Método de Leoni

De acordo com Leoni (s.d., *apud* CHRISTAN, 2012) para o caso de solos coesivos, onde o módulo de elasticidade do solo (E_s) é constante em toda a profundidade da estaca, o coeficiente de reação do solo (k_h) pode ser aproximado pela EQUAÇÃO 16:

$$k_h = \frac{E_s}{D} \quad (16)$$

2.3.1.5 Método de Vesic

Vesic (1961) propõe a EQUAÇÃO 17 que permite relacionar o coeficiente k_h com os parâmetros elásticos do solo (E_s e v). Esse método foi idealizado obedecendo a hipótese de Winkler para o caso de uma viga de comprimento infinito apoiada num meio isotrópico, elástico e contínuo.

$$k_h = 0,65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot D^4}{EI}} \cdot \frac{E_s}{D \cdot (1-v^2)} \quad (17)$$

Onde E_s é o módulo de elasticidade do solo; v o coeficiente de Poisson do solo; e EI a rigidez à flexão da estaca.

A raiz décima segunda de um valor, multiplicada por 0,65, em termos práticos poderá ter resultado muito próximo de 1, portanto, a EQUAÇÃO 17 pode ser resumida em alguns casos através da EQUAÇÃO 18. (BOWLES, 1997).

$$k_h = \frac{E_s}{D \cdot (1 - \nu^2)} \quad (18)$$

Essa equação foi obtida originalmente e verificada de modo experimental para vigas sobre apoio elástico, porém na interpretação de resultados de prova de carga horizontal em estaca, a EQUAÇÃO 18 se mostra válida somente nos casos em que se pode admitir o módulo de elasticidade (E_s) constante ao longo da profundidade. (CINTRA, 2002).

A aplicação da equação sugerida por Vésic (1961) para o caso de uma estaca não deve ser direta, pois a consideração da influência do solo está somente na parte de trás de estaca. Uma alternativa proposta simples de corrigir, considerando assim a influência do solo em toda a volta da estaca, é considerar o valor do coeficiente k_h como sendo aproximadamente igual ao dobro do obtido através da EQUAÇÃO 17 ou 18. (SANTOS, 2008).

2.3.1.6 Método de Broms

Broms (1964), também na descrição de um método idealizado para cálculo das reações do solo advindas da aplicação de um esforço lateral em uma estaca em solo argiloso, descreve uma maneira diferente para definição do coeficiente de reação horizontal do solo. Partindo da simplificação de uma estaca, assumindo que o coeficiente de reação horizontal terá comportamento igual ao de uma carga linear aplicada na superfície de um terreno, Broms (1964) deduz correlações para definição dos seus valores para estacas longas e para estacas curtas.

Para o caso de estacas longas, Broms (1964) parte da análise realizada por Vesic (1961), onde o coeficiente de reação horizontal é encontrado a partir de uma análise conjunta do módulo de reação horizontal com a rigidez da estaca pelas EQUAÇÕES 19 e 20:

$$k_h = \frac{\alpha \cdot K_0}{D} \quad (19)$$

$$\alpha = 0,52 \cdot \sqrt[12]{\frac{K_0 \cdot D^4}{EI}} \quad (20)$$

Segundo cálculos realizados, o coeficiente α apenas pode variar dentro de um certo limite, dependendo do material da estaca solicitada horizontalmente. Com isso, tem-se a EQUAÇÃO 21: (BROMS,1964).

$$\alpha = n_1 \cdot n_2 \quad (21)$$

Sendo que n_1 e n_2 são constantes dependentes da tensão de ruptura do solo e do material da estaca, respectivamente, com valores indicados na TABELA 7 e TABELA 8 (BROMS, 1964).

TABELA 7 - VALORES DE n_1

Resistência última do solo q_u (kN/m ²)	Coeficiente n_1
Menor que 157,14	0,32
Entre 157,14 e 628,56	0,36
Maior que 628,56	0,40

FONTE: BROMS (1964)

TABELA 8 – VALORES DE n_2

Material da estaca	Coeficiente n_2
Aço	1,00
Concreto	1,15
Madeira	1,30

FONTE: BROMS (1964)

Segundo Broms (1964), o coeficiente de reação horizontal aumenta de acordo com a profundidade. De acordo com cálculos realizados, as deformações horizontais podem ser estimadas assumindo a hipótese de que o valor desse coeficiente é constante ao longo da profundidade. Porém, o cálculo da deformação por esse método deverá ser realizado apenas para uma estimativa grosseira dessa deformação, tendo em vista a sua insensibilidade com relação ao coeficiente de reação adotado.

Já para o caso de estacas curtas solicitadas horizontalmente, Broms (1964) divide o coeficiente de reação em duas partes: um coeficiente (k_p) para tratar das reações causadas por uma força horizontal aplicada no centro de gravidade da estaca e um outro coeficiente (k_m) para tratar das reações causadas por um momento fletor aplicado na estaca. Os coeficientes possuem valores diferentes entre si, porém a

distribuição dos carregamentos aplicados, sua amplitude e as dimensões da estaca solicitada afetam ambos os coeficientes.

Para o cálculo da deformação horizontal do solo decorrente de uma força horizontal aplicada no centro da estaca, é necessário o conhecimento do valor de k_p e também das dimensões de projeção da estaca. O valor de k_p , por sua vez, depende também das dimensões da estaca e, para casos de carregamentos baixos onde a deformação é proporcional ao carregamento, pode seguir a teoria da elasticidade através da EQUAÇÃO 22.

$$k_p = \frac{E_s}{m(1-v^2)\sqrt{LD}} \quad (22)$$

Onde E_s é o modulo de elasticidade do solo, v o coeficiente de Poisson do solo, LD a área de projeção da estaca e m um coeficiente dependente da área de projeção da estaca, com valores obtidos através da TABELA 9.

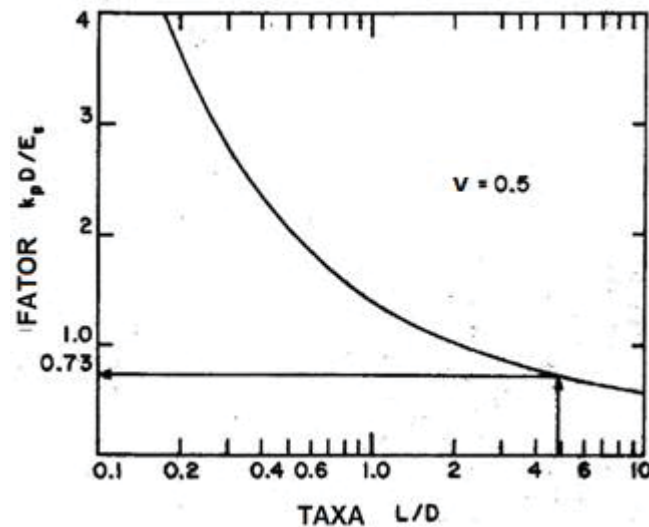
TABELA 9 – VALORES PARA O COEFICIENTE m

Relação L/D	1	1,5	2	3	5	10	100
Coeficiente m	0,95	0,94	0,92	0,88	0,82	0,71	0,37

FONTE: BROMS (1964)

Broms (1964) plota valores de $k_p D/E_s$ em função de L/D , assumindo que o coeficiente de Poisson do solo equivale a 0,5. Com isso, pode se observar que para L/D igual a 5, o valor da relação $k_p D/E_s$ tende a um valor de 0,73, como observado na FIGURA 10.

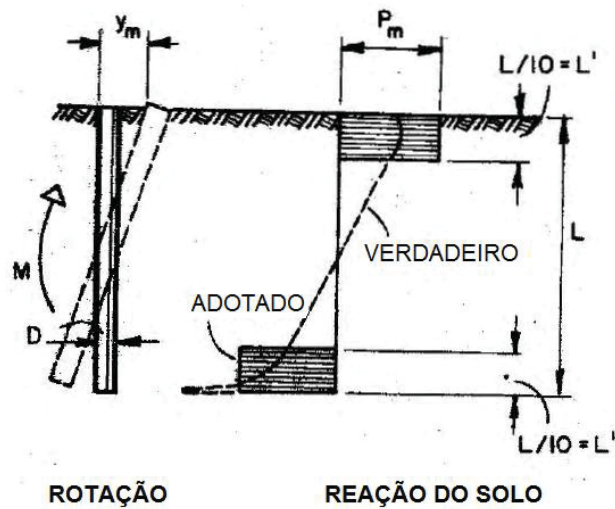
Já para a determinação da deformação horizontal causada pelo momento fletor resultante da aplicação do esforço horizontal, Broms (1964) utiliza uma aproximação de um método proposto por Weissmann e White (1961) onde é considerada que a reação do solo é uniformemente distribuída (p_m) ao longo de 0,1 do comprimento total da estaca nas suas extremidades, como demonstrado na FIGURA 11. (BROMS, 1964).

FIGURA 10 - RELAÇÃO ENTRE $k_p D/E_s$ E L/D 

FONTE: BROMS (1964)

A deformação no centro desses esforços distribuídos é obtida por p_m/k_m . Considerando que a estaca então possui um braço de alavanca equivalente a $0,9L$ (onde L é o comprimento total da estaca), a deformação no centro de cada esforço distribuído pode ser encontrado através de $10M/(0,9DL^2)$ e a deformação nas extremidades encontradas através de $12,35M/(DL^2k_m)$, onde M é o momento fletor equivalente desses esforços. O valor de k_m é obtido através da FIGURA 10 ou então da EQUAÇÃO 22, sendo importante ressaltar que o valor de L a ser utilizado no cálculo é o de L' equivalente a $0,1L$. (BROMS, 1964).

Para simplificação do método considerando que o coeficiente de reação horizontal varia de acordo com a profundidade, Broms (1964) sugere o cálculo das deformações na superfície do solo através da aplicação de um coeficiente de reação encontrado a uma profundidade entre $0,25L$ para estacas de topo livre e $0,50L$ para estacas de topo engastado.

FIGURA 11 – DISTRIBUIÇÃO DE P_M AO LONGO DA PROFUNDIDADE

FONTE: BROMS (1964)

2.3.1.7 Método da *Specifications for Highway Bridges*

Baseada em estudos prévios de Yoshinaka (1967) e Yoshida e Adashi (1970), a *Japan Road Association* (JRA), em sua revista *Specifications for Highway Bridges* (JRA, 1980 *apud* HONJO *et al.*, 2005), propôs uma estimativa para o coeficiente de reação horizontal do solo k_h , aplicada para fundações em estacas, dada pela EQUAÇÃO 23:

$$k_h = k_0 \cdot y^{-1/2} \quad (23)$$

$$k_0 = \alpha_p \cdot E_s \cdot D^{-3/4} \quad (24)$$

Onde k_h é o valor do coeficiente de reação horizontal do solo ao longo da estaca, k_0 o valor de k_h para um deslocamento de 1 cm na superfície do terreno obtido através da EQUAÇÃO 24, E_s o módulo de Young obtido de acordo com os métodos apresentados pela TABELA 10, D o diâmetro da estaca, α_p o fator de correção obtido através da TABELA 10, e y o deslocamento horizontal encontrado na superfície.

TABELA 10 – RELAÇÃO ENTRE E_s E α

Coeficiente de deformação do solo E_s (kgf/cm ²) por diversos ensaios de solo	α_p	α_k	
		Normal	Sísmicos
Teste de carga em placas com diâmetro de 30 cm	-	1	2
Módulo do solo medido por ensaios de campo	0,8	4	8
Módulo do solo obtido através de ensaios de compressão uniaxial ou triaxial	0,8	4	8
Módulo do solo estimado pelo N_{SPT} ($E_s=28.N$)	0,2	1	2

FONTE: JRA (1996, *apud* HONJO, 2005)

Em uma revisão da *Specifications for Highway Bridges* (JRA, 1991 *apud* HONJO *et al.*, 2005), foi elaborada uma outra equação a fim de unificar os procedimentos para estimativa do k_h para todos os tipos de fundações, sendo esta a EQUAÇÃO 25:

$$k_h = \frac{1}{30} \cdot \alpha_k \cdot E_s \cdot \left(\frac{\sqrt{\frac{1}{D^\beta}}}{30} \right)^{-3/4} \quad (25)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot D}{4 \cdot EI}} \quad (26)$$

Onde β é um valor característico da estaca calculado pela EQUAÇÃO 26, α_k o fator de correção obtido através da TABELA 10, e EI é a rigidez a flexão da estaca.

2.3.1.8 Método de Poulos e Davis

Outro método utilizado para determinação do coeficiente de reação horizontal k_h relacionando com a resistência não-drenada do solo (s_u) tem como base a EQUAÇÃO 27 proposta por Poulos e Davis (1980, *apud* HADAR *et al.*, 2009).

$$k_h = \frac{\kappa \cdot s_u}{D} \quad (27)$$

Onde κ é um parâmetro de correlação com valores sugeridos dentro de uma faixa variando de 80 a 320. O valor deste parâmetro é dependente do tipo da argila,

do tipo de estaca e da taxa de sobreadensamento do solo (OCR). (POULOS E DAVIS, 1980 *apud* HADAR *et al.*, 2009). No trabalho realizado por Hadar *et al.* (2009), foi adotado um valor de 200 para o parâmetro κ .

2.3.2 Curva p - y

De acordo com Varatojo (1976, 1995 *apud* MENESES, 2007), diversas razões podem ser citadas para que a adoção do solo como um modelo elástico linear não seja conveniente. Entre essas razões, estão: o solo ser um meio particulado que exhibe um comportamento tensão-deformação não linear e deslocamentos que se mantêm ao descarregar-se; o solo apresenta baixíssima resistência à tração; o solo rompe com níveis de tensões considerados baixos; e é possível verificar a ocorrência de fenômenos de fluência e consolidação associados às suas deformações.

Devido a esses fatores, tornou-se assim necessária a representação do solo como molas de comportamento não-linear de deformabilidade crescente com o nível de tensão. McClelland e Focht (1956) foram os primeiros a proporem esta representação, criando assim o conceito de curva p - y . (MENESES, 2007).

Quando se trata de baixos níveis de deformação, pode-se representar a relação p - y através do módulo de reação tangente ou inicial do solo (K_i). Porém, quando se trata da análise da resposta do solo em estágios avançados de deformação, a não linearidade da relação p - y deve ser levada em conta através da utilização do módulo de reação secante do solo (K_s), definido pela reta da secante traçada desde a origem até qualquer ponto ao longo da curva p - y . A lógica do método que utiliza as curvas p - y reside, portanto, na introdução de uma série destas curvas, de modo a obterem-se valores representativos do módulo de reação do solo em função da profundidade e do deslocamento do solo. (MENESES, 2007).

A FIGURA 12 mostra uma curva p - y pertencente a uma família de curvas que representam o comportamento do solo ao longo da profundidade. Essas curvas podem ser divididas em três partes (MENESES, 2007):

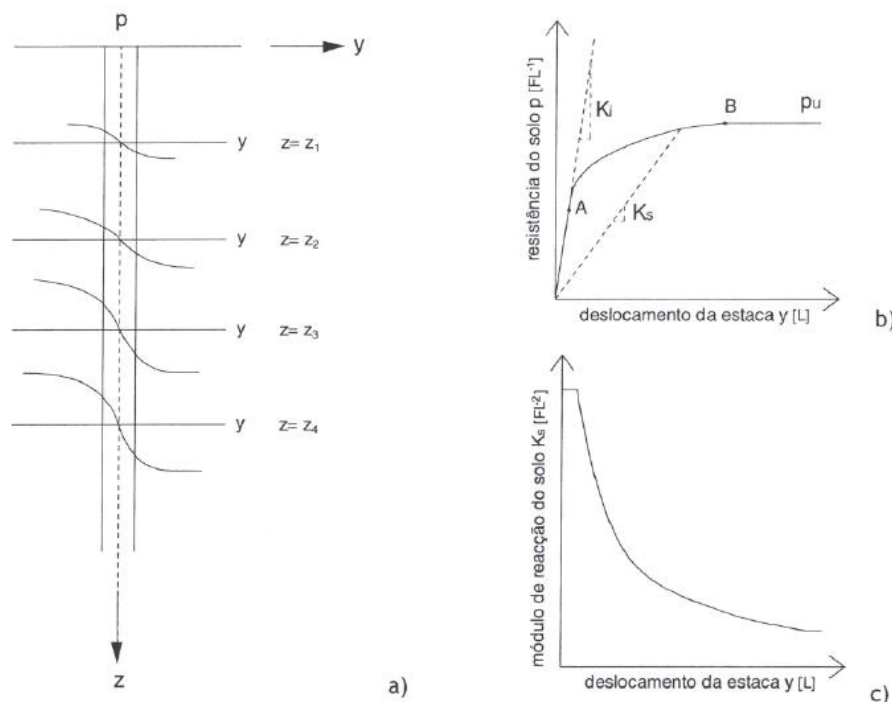
- 1) Primeira zona, com origem no ponto A, corresponde ao domínio das muitas pequenas deformações onde o solo pode ser caracterizado como tendo um comportamento elástico-linear;
- 2) Segunda zona, localizada entre os pontos A e B, representa o domínio das pequenas a grandes deformações, exibindo o crescimento da

resistência do solo com o deslocamento da estaca, apresentando uma taxa de crescimento decrescente;

- 3) Terceira zona, após o ponto B, representa o domínio das grandes deformações, onde o solo apresenta um comportamento plástico (SANTOS, 1999 *apud* MENESES, 2007). A reação do solo acaba por ser limitada pela sua resistência última.

Quando se trata de baixos níveis de deformação, pode-se representar a relação p - y através do módulo de reação tangente ou inicial do solo (K_i). Porém, quando se trata da análise da resposta do solo em estágios avançados de deformação, a não linearidade da relação p - y deve ser levada em conta através da utilização do módulo de reação secante do solo (K_s), definido pela reta da secante traçada desde a origem até qualquer ponto ao longo da curva p - y . A lógica do método que utiliza as curvas p - y reside, portanto, na introdução de uma série destas curvas, de modo a obterem-se valores representativos do módulo de reação do solo em função da profundidade e do deslocamento do solo. (MENESES, 2007).

FIGURA 12 - a) CONJUNTO DAS CURVAS p - y QUE DEFINEM A INTERACÇÃO SOLO-ESTACA; b) RELAÇÃO TÍPICA ENTRE A REACÇÃO DO SOLO E O DESLOCAMENTO DA ESTACA A UMA DADA PROFUNDIDADE (CURVA p - y); c) VARIAÇÃO DO MÓDULO DE REACÇÃO SECANTE DO SOLO COM O DESLOCAMENTO DA ESTACA.



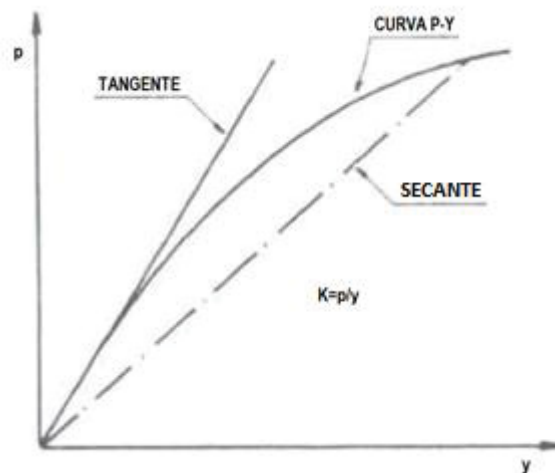
FONTE: MENESES (2007)

Segundo Varatojo (1995, *apud* MENESES, 2007), as curvas p - y sofrem influência de diversos parâmetros, como:

- Dimensão e forma da secção transversal da estaca;
- Rigidez de flexão da estaca;
- Tipo de terreno, de que dependem os parâmetros de resistência ao corte e as relações tensão-deformação do mesmo;
- Tipo de carregamento (estático ou cíclico);
- Velocidade de aplicação das cargas;
- Número de vezes que a carga é aplicada e respectivo tempo de atuação;
- Efeito das sobrecargas no terrapleno;
- Posicionamento do nível freático;
- Tensão de confinamento;
- Modo de deformação e fenômenos de consolidação e fluência do terreno.

As curvas p - y podem ser previstas com base em diversos estudos que se baseiam em ensaios de carga de estacas em verdadeira grandeza, ensaios de carga de estacas em modelo reduzido, ensaios *in situ*, e correlações empíricas baseadas em ensaios laboratoriais. (MENESES, 2007).

Diversos autores consideram níveis de deslocamentos diferentes para determinação do coeficiente de reação horizontal através da curva p - y , permitindo assim um traçado de um módulo secante, como apresentado na FIGURA 13 conforme a tensão necessária para atingir esses níveis de deslocamentos. Levando em consideração os valores de deslocamentos admissíveis em estacas, Miranda Júnior *et al.* (2008) e Cintra (1981) adotaram como critério para obtenção do coeficiente k_h deslocamentos admissíveis entre 4 e 8 mm. Já Albuquerque (1996), Menezes *et al.* (2004), Zammataro (2007) e Kassouf (2012) adotaram o intervalo entre 6 e 12 mm. Alizadeh e Davisson (1970) adotaram um intervalo próximo de 6,35 a 12,70 mm. Del Pino Junior *et al.* (2002) adotaram um intervalo de 4 a 10 mm para solos não inundados e de 8 a 14 mm para solos inundados. Miguel (1996) e Almeida (2008), por sua vez, utilizaram os intervalos de 6 a 12 mm e 12 a 18 mm para as condições de não inundação e inundação, respectivamente. Lemo *et al.* (2006) utilizaram valores de 1,5 a 3,5 mm. Alonso (1998) adota o intervalo de 10 a 15 mm para esta mesma determinação.

FIGURA 13 – CURVA p - y - DETERMINAÇÃO DO MÓDULO TANGENTE E MÓDULO SECANTE

FONTE: CINTRA (1981)

O coeficiente de reação horizontal possui uma alta sensibilidade ao deslocamento imposto ao solo. Para pequenos deslocamentos, referentes ao trecho inicial da curva p - y , os valores de k_h tornam-se altíssimos. Devido a isso, José de Lima (2001) adota o coeficiente de reação horizontal médio a partir da estabilização da curva $y_0 \times k_h$, sendo y_0 os deslocamentos horizontais medidos na superfície do terreno, para que assim não haja influência dos valores excessivamente altos deste coeficiente.

O projeto de estacas em estruturas *off-shore* é sujeito a diversas incertezas relacionadas às dificuldades em se obter os parâmetros do solo requeridos para a execução desse projeto. Com isso, a aplicação de ensaios *in-situ*, como o *Cone Penetration Test* (CPT) e o *Flat Dilatometer Test* (DMT), têm sido tomada como a mais efetiva solução devido a não necessidade da extração de amostras para ensaios laboratoriais. Portanto, se existir uma metodologia de projeto utilizando diretamente os dados obtidos nesses ensaios *in-situ*, pode ser de grande benefício para a realização de projetos de estacas em estruturas *off-shore*. (KIM *et al.*, 2015).

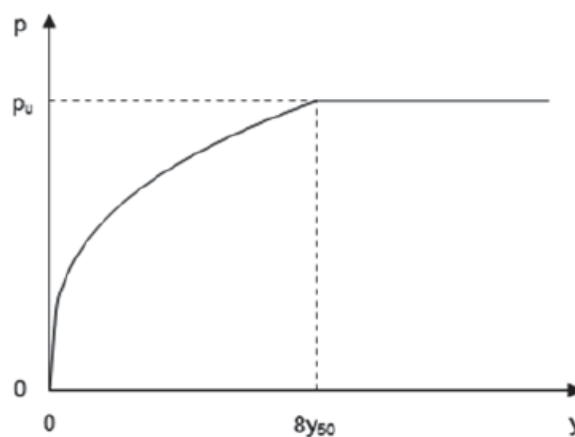
2.3.2.1 Método de Matlock

Matlock (1970) propôs uma metodologia para determinação da curva p - y para carregamentos estáticos em argilas. Para isso, estabeleceu a geometria da curva (FIGURA 14) e a EQUAÇÃO 28 para sua definição:

$$\frac{p}{p_u} = 0,5 \cdot \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (28)$$

Onde p é a tensão horizontal por unidade de medida, p_u a resistência lateral do solo, y o deslocamento induzido pelo carregamento, e y_{50} um deslocamento horizontal de referência de $2,5 \cdot \epsilon_{50} \cdot D$, sendo que D é o diâmetro da estaca e ϵ_{50} o módulo referente a 50% da tensão de ruptura de um ensaio triaxial. Segundo Matlock (1970), o valor do módulo ϵ_{50} pode variar desde 0,005 para argilas rijas até 0,020 para solos granulares inconsolidados.

FIGURA 14 – CURVAS p - y PARA ARGILAS MOLES NA CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO ESTÁTICO - MATLOCK



FONTE: MATLOCK (1970)

Para definição da resistência p_u , utiliza-se a EQUAÇÃO 29:

$$p_u = N_c \cdot s_u \cdot D \quad (29)$$

$$N_c = 3 + \frac{\gamma' \cdot z}{s_u} + \frac{J \cdot z}{D} \leq 9 \quad (30)$$

Sendo N_c o fator de capacidade de carga, obtido pela EQUAÇÃO 30, s_u a resistência não-drenada do solo, γ' o peso específico efetivo do solo, z a profundidade com relação à superfície, e J um parâmetro empírico equivalente a 0,5 para argilas moles e 0,25 para argilas rijas.

Matlock (1970) estabelece um limite de profundidade (z_r) para qual o valor de N_c , quando ultrapassada essa profundidade, é igual a 9. Esta profundidade z_r é obtida através da EQUAÇÃO 31:

$$z_r = \frac{6.D}{\gamma' \cdot \frac{D}{s_u} + J} \quad (31)$$

2.3.2.2 Método de Dunnavant e O'Neil

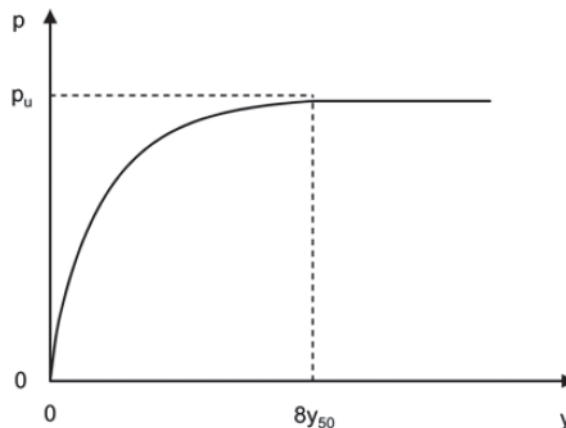
Baseado nos resultados de estacas ensaiadas em escala real, Dunnavant e O'Neil (1989) propuseram a EQUAÇÃO 32 para a obtenção da curva p - y :

$$\frac{p}{p_u} = 1,02 \cdot \tanh \left[0,537 \cdot \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0,71} \right] \quad (32)$$

$$y_{50} = 0,0063 \cdot \varepsilon_{50} \cdot D \cdot K_R^{-0,875} \quad (33)$$

Onde y_{50} o deslocamento horizontal correspondente à metade da carga p_u definida pela EQUAÇÃO 33; K_R a rigidez relativa do conjunto solo-estaca definida pela relação $EI/E_s L^4$; EI a rigidez à flexão da estaca; E_s o módulo de elasticidade do solo; e L o comprimento da estaca, limitado pelo valor de $3D(EI/E_s D^4)^{0,286}$. A FIGURA 15 apresenta um esquema da curva p - y definida através da EQUAÇÃO 33.

FIGURA 15 - CURVAS p - y PARA ARGILAS NA CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO ESTÁTICO – DUNNAVANT E O'NEIL



FONTE: DUNNAVANT E O'NEIL (1989)

A resistência p_u é obtida da mesma forma que pelo método de Matlock, através da EQUAÇÃO 29, porém o fator de capacidade de carga N_c é obtido através da EQUAÇÃO 34:

$$N_c = 2 + \frac{\sigma'_v}{s_{ua}} + 0,4 \cdot \frac{z}{D} \leq 9 \quad (34)$$

Onde σ'_v é a tensão efetiva vertical; e s_{ua} a resistência não-drenada média acima da profundidade z .

2.3.2.3 Método de Kim

É notável o avanço para aplicação de resultados de ensaios *in-situ* para a análise das curvas p - y , avanço esse que pode ser notado através dos trabalhos de Briaud *et al.* (1985), Robertson *et al.* (1989), Gabr *et al.* (1994), Haldar e Babu (2009). Atenção menor tem sido dada para a aplicação direta dos resultados obtidos através de ensaios CPT devido à hipótese de que o mecanismo de penetração vertical do cone não pode ser bem correlacionado com o mecanismo de carregamento horizontal de uma estaca. Entretanto, recentemente tem se investigado e descoberto que a resistência à penetração do cone pode ter uma boa correlação com a capacidade horizontal última do solo e com o deslocamento horizontal das estacas, tendo em vista que estes dependem da tensão efetiva horizontal (KIM *et al.*, 2014).

Aplicando os conceitos do fator efetivo de cone N_e e dos resultados obtidos através do ensaio CPT na EQUAÇÃO 29 para determinação da carga de ruptura segundo Matlock (1970), é possível obter a EQUAÇÃO 35:

$$p_u = \frac{N_c}{N_e} \cdot q_e \cdot D \quad (35)$$

Onde o valor de N_c pode ser obtido através da EQUAÇÃO 30. Como consequência dessa equação, o valor da relação N_c/N_e varia até a profundidade z_r , sendo que a partir desta profundidade limite o valor se torna constante. Caso os valores de N_c e N_e sejam 9 e 16, respectivamente, o valor da relação N_c/N_e se torna igual a 0,5625.

A partir da obtenção do valor da resistência p_u , fica proposta a EQUAÇÃO 36 para a determinação da curva p - y . (KIM *et al.*, 2015).

$$p = 0,368 \cdot \left(\frac{N_c}{N_e} \right) \cdot q_e \cdot \left(\frac{y \cdot D^2}{\varepsilon_{CPT}} \right)^{1/3} \quad (36)$$

$$\varepsilon_{CPT} = 0,185 \cdot \left(\frac{q_e}{p_A} \right)^{-1,124} \leq 0,02 \quad (37)$$

Sendo ε_{CPT} o módulo de referência definido pela EQUAÇÃO 37; e p_A a pressão atmosférica, assumida como sendo equivalente a 100 kPa. Como as EQUAÇÕES 35 e 37 utilizam resultados contínuos obtidos pelo ensaio CPT, é possível assim obter uma detalhada caracterização das propriedades do solo ao longo da profundidade para levar em conta nas análises das curvas p - y . (KIM *et al.*, 2015).

3 REGIÃO DE ESTUDO

Os ensaios para obtenção dos dados experimentais foram realizados no campo experimental do Centro Tecnológico da Universidade de Passo Fundo (CETEC-UPF), como pode ser observado na FIGURA 16. Este local (coordenadas 28°13'34,6"S 52°23'11,1"W) foi escolhido devido à diversidade de parâmetros geotécnicos obtidos em pesquisas anteriores, além da disponibilidade de utilização dos equipamentos do próprio CETEC e pela possibilidade de análise conjugada com outras pesquisas já realizadas no mesmo local.

FIGURA 16 – LOCALIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL – PASSO FUNDO



FONTE: GOOGLE MAPS (2018)

Segundo Faro (2014), o solo característico do campo experimental onde foram realizados os ensaios é um solo residual, oriundo da composição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar). De acordo com Consoli *et al.* (1998), o solo residual decorrente de basalto é um tipo de solo muito comum na região sul do Brasil. Solos residuais são resultado do intemperismo, o que geralmente diminui a densidade e aumenta a porosidade, e suas propriedades sofrem uma certa influência do histórico de tensões a que este solo já foi submetido devido à criação de uma ligação entre partículas decorrente tanto da cristalização associada com a formação de minerais, quanto da precipitação de células minerais. A formação de uma estrutura cimentada e porosa leva os solos residuais a apresentarem comportamentos geotécnicos diferentes dos solos sedimentares, mesmo possuindo densidade e granulometria similares. Interpretações geralmente realizadas para solos coesivos em condições não drenadas podem não ser válidas quando aplicadas a solos residuais cimentados. (CONSOLI *et al.*, 1998).

A falta de conhecimento em alguns aspectos sobre o comportamento da curva tensão-deformação em solos residuais cria uma certa dificuldade em determinar a capacidade de carga de fundações situadas sobre estes solos parcialmente cimentados. O projeto dessas fundações deve utilizar teorias interpretativas que considerem o possível efeito de um rompimento da cimentação e também a possibilidade da falha da fundação por punção. A previsão dos deslocamentos de fundações situadas sobre solos residuais cimentados é muito difícil devido ao escasso número de dados decorrentes de pesquisas experimentais descrevendo o efeito desta cimentação na rigidez do solo. (CONSOLI *et al.*, 1998).

Numa linguagem pedológica, o solo da região de Passo Fundo é caracterizado como um Latossolo Vermelho Distrófico Típico Argissólico, pertencente à unidade de Passo Fundo (STRECK *et al.*, 2002). De acordo com os autores, este tipo de solo tem como características uma boa e profunda drenagem, e perfil homogêneo devido à transição gradual entre os horizontes. É um tipo de solo bastante intemperizado, com predominância de caulinita e óxido de ferro, apresentando baixa CTC (atividade de argila menor que 17 cmol/Kg), acentuada acidez, baixa reserva de nutrientes e toxicidade por alumínio para as plantas.

Analisando o Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul, percebe-se que o município de Passo Fundo está situado inteiramente no Grupo São Bento sobre a Formação Serra Geral, mais precisamente na Fácies Paranapanema, constituída

por derrames basálticos granulares finos, melanocráticos, contendo horizontes vesiculares espessos preenchidos por quartzo (ametista), zeolitas, carbonatos, seladonita, cobre nativo e barita. Esta fácies compreende a maior concentração das jazidas de ametista do estado. (BRASIL, 2006).

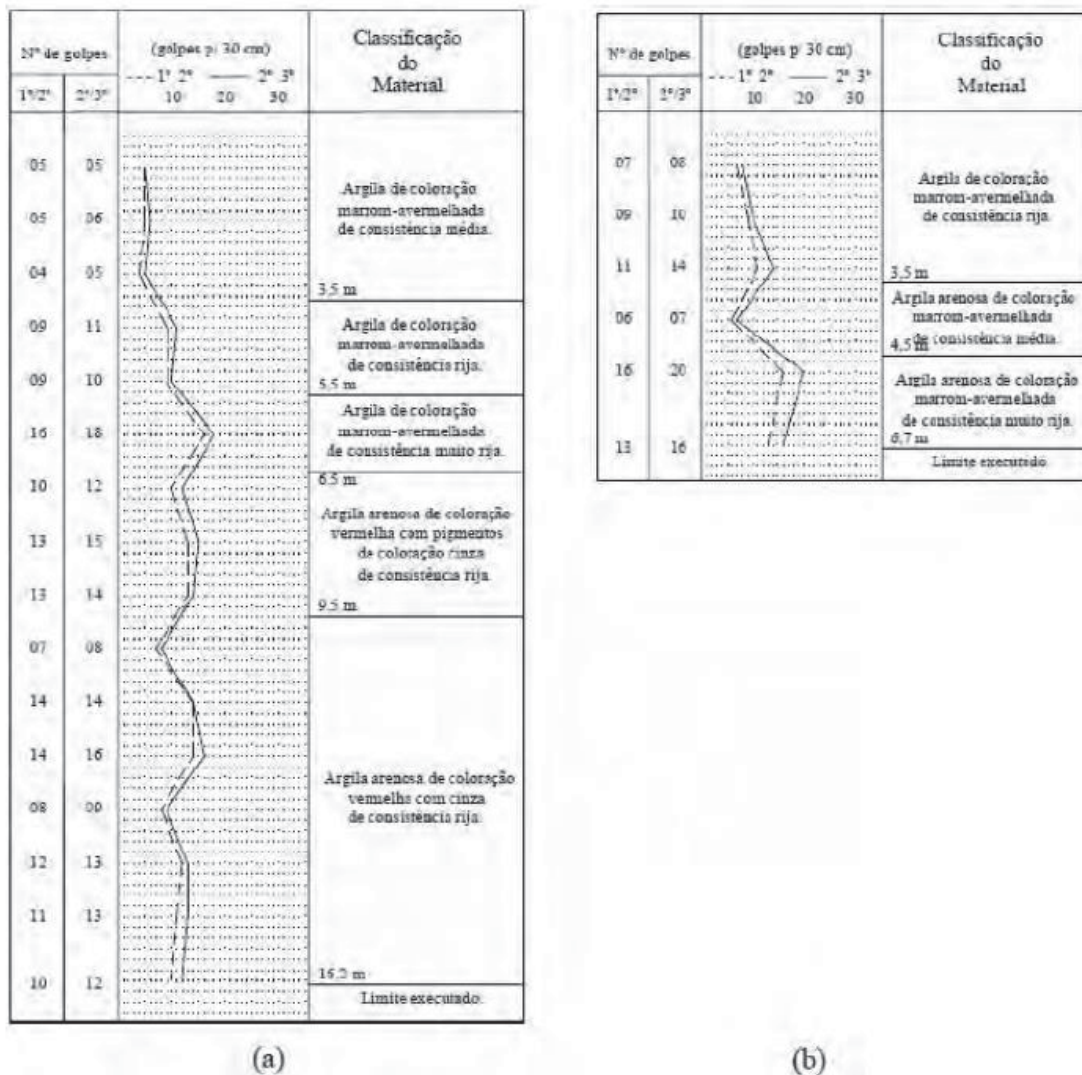
Por se tratar de um campo experimental, diversos estudos já foram realizados com o solo da região de estudo, sendo que a seguir são apresentados alguns resultados que foram utilizados para o desenvolvimento desta pesquisa.

3.1 ENSAIOS SPT

Segundo Nogueira (2010), o *Standard Penetration Test* (SPT) consiste em uma medida simples de resistência mecânica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por meio de um trado, com ou sem circulação de água, onde utiliza-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. O procedimento de ensaio, regido pela norma NBR 6484 (ABNT, 2001), consiste na cravação do amostrador, revestida ou não, usando um peso de aproximadamente 65 kg, caindo de uma altura de 750 mm. O valor N_{SPT} é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm.

Lopes Jr. e Thomé (2005) executaram sondagens SPT no campo experimental em questão, sendo um desses resultados apresentados pela FIGURA 17, onde a FIGURA 17a representa um ensaio realizado com circulação de água, enquanto a FIGURA 17b representa um ensaio sem circulação de água. Através destes resultados, é possível observar que o solo em questão apresenta um perfil homogêneo até uma profundidade de 15 m. Além disso, é possível observar também que não foi encontrado nível d'água nos ensaios.

FIGURA 17 – RESULTADOS DOS ENSAIOS SPT REALIZADOS: a) COM CIRCULAÇÃO DE ÁGUA; E b) SEM CIRCULAÇÃO DE ÁGUA



FONTE: LOPES JR. E THOMÉ (2005)

3.2 ENSAIOS CPT

O *Cone Penetration Test* (CPT) e o piezocone com medição da pressão intersticial (CPTU) são considerados internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. O princípio do ensaio consiste na cravação no terreno de uma ponteira cônica (60° de ângulo de abertura) a uma velocidade constante de 20 mm/s. A secção transversal do cone apresenta uma área de 10 cm². (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012). Os procedimentos do ensaio e as dimensões são normalizados no Brasil pela NBR 12069 (ABNT, 1991), pelo ISSMFE (1977,1998) e pela ASTM (1979).

Dentre as principais vantagens do ensaio, de acordo com Quaresma (1998), destacam-se a rapidez de execução, a confiabilidade e o fato de que se obtém grande quantidade de informações sobre o solo ao longo da profundidade. No caso do CPT, as grandezas medidas são a resistência de ponta (q_t) e o atrito lateral (f_s), sendo a razão de atrito R_f (f_s/q_t) o primeiro parâmetro derivado do ensaio, utilizado para a classificação dos solos.

A determinação da resistência não drenada (s_u) depende do tipo de solo ensaiado, da razão da deformação e da orientação dos planos de cisalhamento. Para o caso de argilas, uma componente chave assumida para as correlações com os resultados dos ensaios CPT é que a resistência não-drenada do solo e a resistência do cone são ambas dependentes da tensão efetiva e a correlação entre ambas pode ser diretamente obtida através da EQUAÇÃO 38. (LEE *et al.*, 2010).

$$s_u = \frac{q_t - u_0}{N_e} = \frac{q_e}{N_e} \quad (38)$$

Onde N_e é o fator efetivo de cone; u_0 a pressão hidrostática; q_t a resistência do cone; e q_e a resistência efetiva do cone, sendo equivalente à diferença $q_t - u_0$. Importante ressaltar que a EQUAÇÃO 47 não contém termos de tensão vertical, sendo assim desnecessária a realização de ensaios adicionais. (KIM *et al.*, 2015).

Visando uma melhor caracterização do campo experimental, Faro (2014) realizou ensaios de CPT. A execução desses ensaios foi dada de acordo com a norma NBR 12069/MB-3406 (ABNT, 1991).

Foram realizados cinco ensaios, locados em diversos pontos do campo experimental próximos às estacas ensaiadas, cujo equipamento utilizado pode ser visualizado pela FIGURA 18. A partir dos resultados, apresentados na FIGURA 19, é possível confirmar a homogeneidade do perfil de solo em questão relatada pelos ensaios SPT, devido à baixa dispersão entre os resultados. (CONSOLI *et al.*, 2017b).

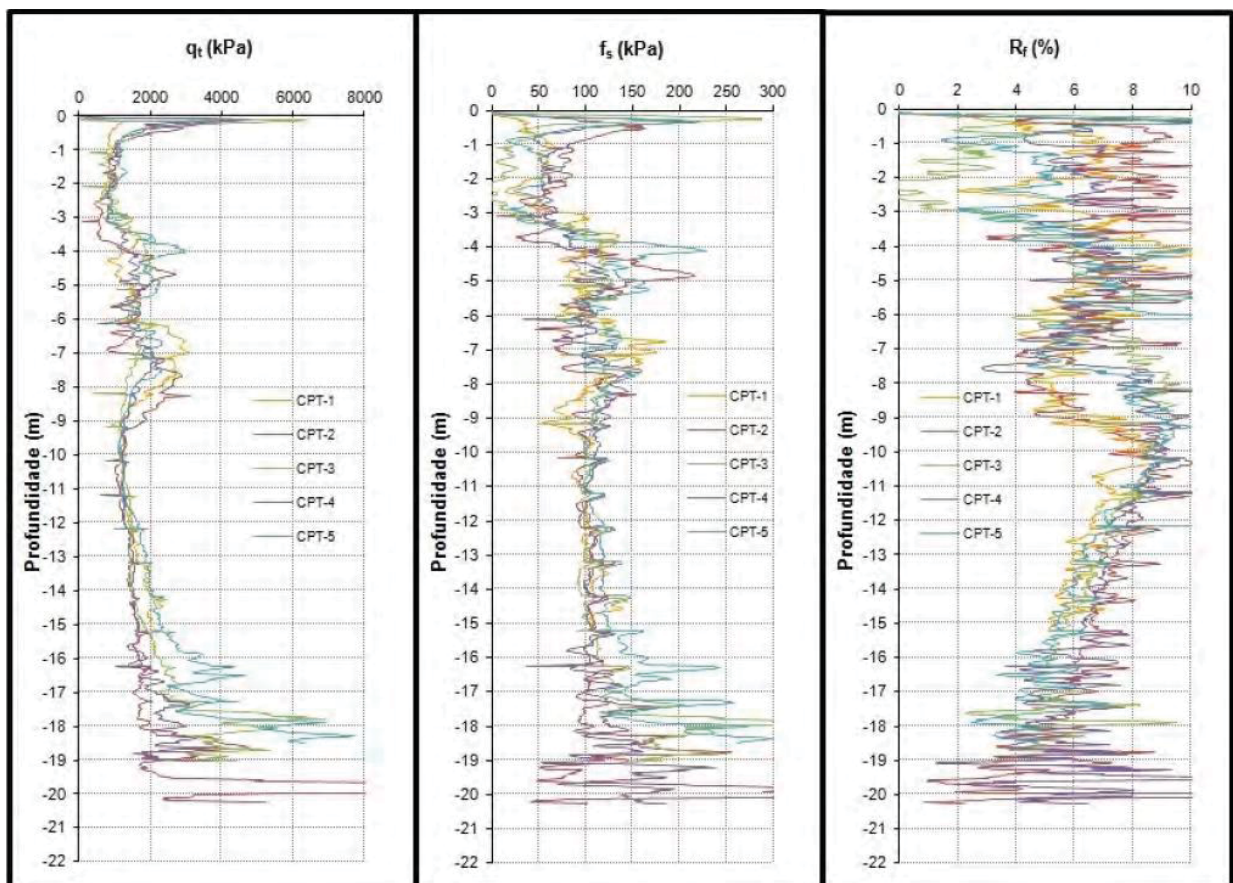
A leve variação da resistência de ponta (q_t) ao longo da profundidade pode ser atribuída à progressão do intemperismo, sendo esta uma característica de solos residuais. Também é possível observar que a razão de atrito (R_f) gira em torno de 6,0% por todo o perfil, sendo este um valor típico de solos argilosos. (CONSOLI *et al.*, 2017a).

FIGURA 18 – EQUIPAMENTO UTILIZADO PARA EXECUÇÃO DOS ENSAIOS CPT



FONTE: FARO (2014)

FIGURA 19 – RESULTADOS DOS ENSAIOS CPT REALIZADOS



FONTE: FARO (2014)

3.3 ENSAIOS DMT

O *Flat Dilatometer Test* (DMT) foi desenvolvido por Marchetti, no ano de 1975, com o objetivo de uma estimativa *in situ* da tensão horizontal e outros parâmetros geotécnicos. O princípio básico de funcionamento do ensaio consiste em cravar verticalmente uma lâmina de aço no terreno, sendo que essa lâmina possui uma membrana de aço flexível em uma das suas faces, e injetar gás para expandir essa membrana, medindo-se três pressões padronizadas em um equipamento instalado no solo. Essas pressões são: (VIANA, 2014).

- 1) Pressão A (P_0): pressão necessária para deslocar horizontalmente o centro da membrana de aço em 0,05 mm;
- 2) Pressão B (P_1): pressão necessária para deslocar radialmente a membrana de aço em 1,1 mm;
- 3) Pressão C: pressão lida quando a membrana de aço retorna ao deslocamento horizontal central de 0,05mm.

A leitura da pressão C é opcional, tendo por objetivo caracterizar as condições de drenagem do solo. (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

A cravação do dilatômetro é realizada com uma velocidade em torno de 20 mm/s, sendo realizadas as leituras a cada 20 centímetros de profundidade de cravação (KORMANN, 2015). Essas medidas não são padronizadas e podem variar de ensaio para ensaio. Com isso, a produtividade média do ensaio gira em torno de 10 m/h. (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

O DMT pode ser realizado em diversos tipos de solos, independente da sua coesão, estado de saturação, adensamento e compactação. Porém, algumas limitações com relação à sua utilização estão relacionadas a depósitos de materiais muito rígidos, podendo causar danos à lâmina do dilatômetro. (ALMEIDA, 1998).

Para determinação do módulo dilatométrico E_D , assume-se que o solo ao redor de dilatômetro é formado por dois semiespaços elásticos, tendo a lâmina como plano de simetria, a expansão da membrana pode ser modelada como o carregamento flexível de uma área circular (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012). A solução matemática é apresentada na EQUAÇÃO 39:

$$E_D = 34,7 \cdot (P_1 - P_0) \quad (39)$$

Este módulo nada mais é do que uma relação estabelecida entre o módulo de elasticidade do solo (E_s) com o coeficiente de Poisson (ν) do mesmo solo. Esta relação pode ser observada na EQUAÇÃO 40:

$$E_D = \frac{E_s}{(1-\nu^2)} \quad (40)$$

O índice de tensão horizontal é obtido de forma análoga ao coeficiente de empuxo do solo no repouso, sendo que, o aumento desse índice é proporcional à tensão horizontal in situ, mas também é sensível a outras propriedades do solo, esta medida também é afetada pela razão de pré-adensamento, a idade do depósito e o grau de cimentação do solo (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012). A obtenção deste índice segue a EQUAÇÃO 41:

$$K_D = \frac{P_1 - u_0}{\sigma'_v} \quad (41)$$

Sendo u_0 a pressão hidrostática e σ'_v é a tensão efetiva vertical.

A resistência não drenada é frequentemente relacionada com a razão entre a resistência ao cisalhamento não drenada e a tensão vertical efetiva, sendo possível expressar a resistência como função direta do índice de tensão horizontal. A aplicabilidade para solos argilosos saturados obedece a EQUAÇÃO 42, proposta por Lacasse e Lunne (1983, *apud* SCHNAID E ODEBRECHT, 2012):

$$s_u = 0,20 \cdot \sigma'_v \cdot (0,5 \cdot K_D)^{1,25} \quad (42)$$

Para elaboração de sua pesquisa, Faro (2014) também executou ensaios *Flat Dilatometer Test* (DMT) no solo em questão, utilizando um dilatômetro como apresentado na FIGURA 20 e seguindo o procedimento prescrito na norma ASTM D6635 (2007).

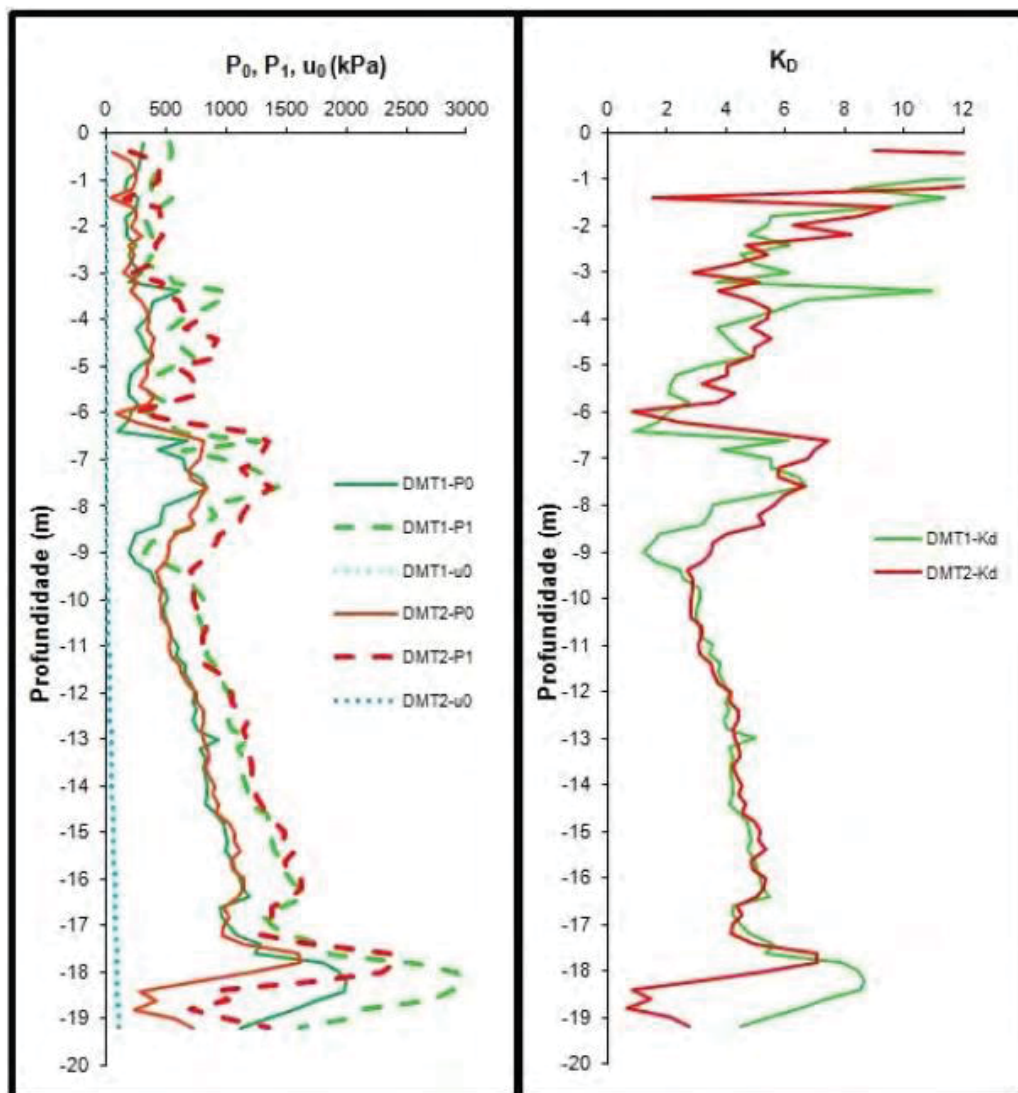
Devido às fortes chuvas que precedeu a realização dos ensaios, dessa vez o nível d'água foi encontrado a uma profundidade de 9 metros com relação ao nível do terreno. Foram realizados dois ensaios e, como apresentado na FIGURA 21, os resultados novamente apresentaram baixa dispersão, confirmando novamente a homogeneidade do terreno.

FIGURA 20 – LÂMINA DO DILATÔMETRO UTILIZADO



FONTE: FARO (2014)

FIGURA 21 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DMT REALIZADOS

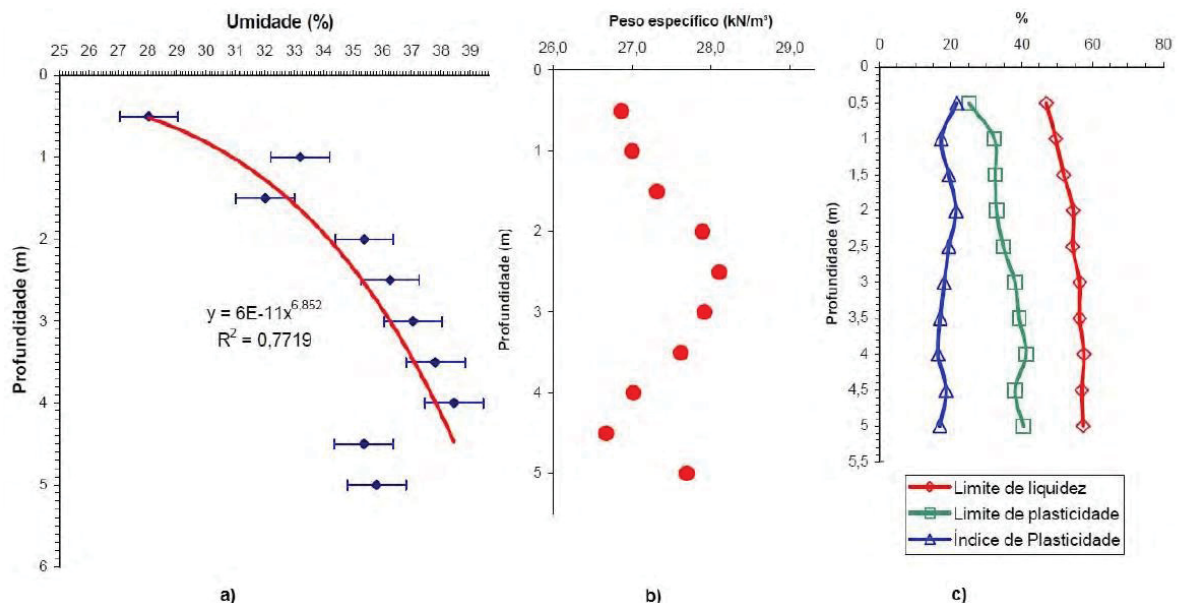


FONTE: FARO (2014)

3.4 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Além dos ensaios de campo realizados, também foram realizados estudos onde se executaram ensaios laboratoriais no solo do campo experimental. Dalla Rosa *et al.* (2004a, 2004b) coletaram amostras de solo a cada 0,5 m até 5 m de profundidade e analisaram a variação de umidade (FIGURA 22a), peso específico real dos grãos (FIGURA 22b) e limites de consistência (FIGURA 22c) ao longo da profundidade.

FIGURA 22 – VARIAÇÃO AO LONGO DA PROFUNDIDADE: a) UMIDADE NATURAL; b) PESO ESPECÍFICO REAL DOS GRÃOS; E c) LIMITES DE LIQUIDES E PLASTICIDADE



FONTE: DALLA ROSA *et al.* (2004a, 2004b)

Além destes ensaios, Dalla Rosa *et al.* (2004a, 2004b) também realizaram ensaios oedométricos para a condição natural e inundada do solo. A partir destes ensaios, constataram uma tensão de pré-adensamento (σ_{vm}) de 150 kN/m² resultantes da cimentação natural do solo, um índice de compressão (c_c) de 0,39 e um índice de recompressão (c_r) de 0,029. Por meio da realização de ensaios de resistência à compressão simples em amostras indeformadas coletadas próximas à superfície do terreno do campo experimental, Dalla Rosa *et al.* (2004a, 2004b) encontraram uma resistência média à compressão simples de 54 kPa com uma deformação específica de 0,7%. Foi verificada também a colapsibilidade do solo em questão, onde foi constatado que não se trata de um solo colapsível.

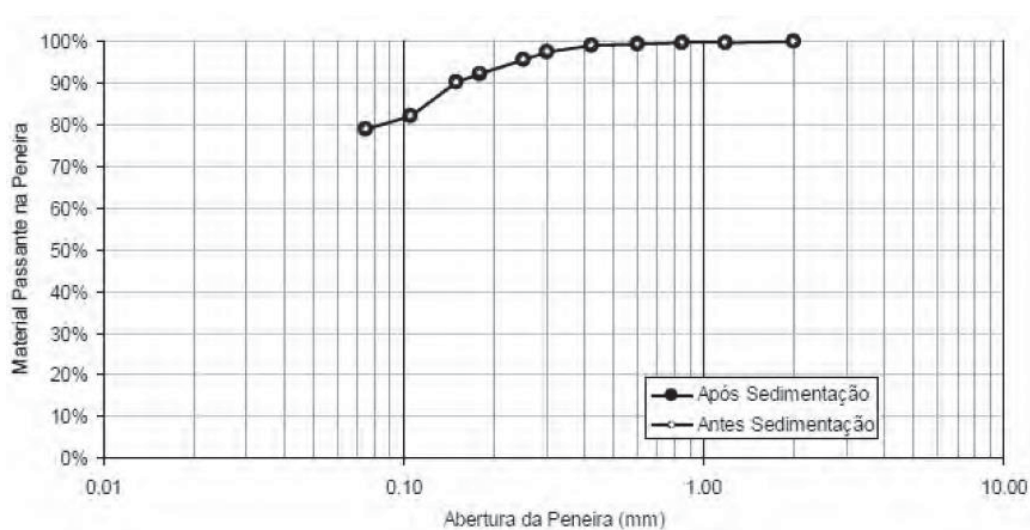
Ruver (2011) fez ensaios de granulometria por peneiramento em duas amostras de solo natural do campo experimental, sendo uma lavada após o processo de sedimentação, com a utilização de defloculante, e outra imediatamente após a secagem em estufa, sem a utilização de defloculante. Os resultados encontrados podem ser verificados através da TABELA 11, e as curvas granulométricas podem ser observadas na FIGURA 23.

TABELA 11 – DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DO SOLO ENSAIADO

Peneiras		Retido (%)				Passante (%)	
		Parcial		Acumulado		Acumulado	
		Com Defloc.	Sem Defloc.	Com Defloc.	Sem Defloc.	Com Defloc.	Sem Defloc.
Abertura (mm)	Classificação ASTM						
2,000	10	0,11%	0,01%	0,11%	0,01%	99,89%	99,99%
1,180	16	0,16%	0,24%	0,27%	0,25%	99,73%	99,75%
0,850	20	0,16%	0,21%	0,43%	0,46%	99,57%	99,54%
0,600	30	0,15%	0,17%	0,58%	0,63%	99,42%	99,37%
0,425	40	0,36%	0,36%	0,94%	0,99%	99,06%	99,01%
0,300	50	1,60%	1,49%	2,54%	2,49%	97,46%	97,51%
0,250	60	1,86%	2,00%	4,39%	4,49%	95,61%	95,51%
0,180	80	3,28%	3,41%	7,68%	7,90%	92,32%	92,10%
0,150	100	2,11%	1,97%	9,79%	9,86%	90,21%	90,14%
0,160	140	8,04%	7,93%	17,83%	17,80%	82,17%	82,20%
0,075	200	3,32%	3,21%	21,16%	21,01%	78,84%	78,99%
		78,84%	78,99%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%

FONTE: RUVER (2011)

FIGURA 23 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO SOLO ENSAIADO

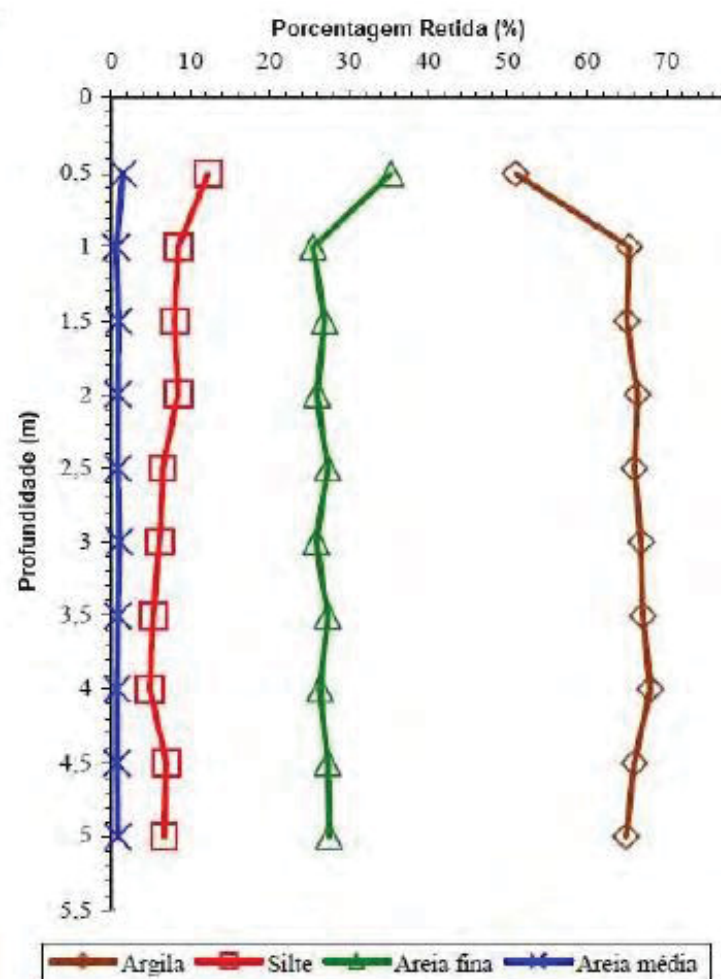


FONTE: RUVER (2011)

Através destes resultados, é possível observar que o processo de lavagem sem a utilização de defloculante já foi suficiente para separar o material fino, tendo resultado praticamente equivalente ao ensaio com utilização de defloculante. De acordo com Ruver (2011), o solo é basicamente composto em 0,45% de areia grossa, 2,06% de areia média, 18,57% de areia fina, 59% de argila e 19,9% de silte, segundo a NBR 6502 (ABNT, 1995).

Dalla Rosa et al. (2004a, 2004b) também fazem uma análise granulométrica do solo do campo experimental, onde constatou que a distribuição granulométrica ao longo da profundidade, até uma profundidade de 5 m, é uniforme como pode ser observado na FIGURA 24. Em sua análise, encontram uma distribuição média de 2% de areia média, 25% de areia fina, 8% de silte e 65% de argila.

FIGURA 24 – VARIAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA AO LONGO DA PROFUNDIDADE



FONTE: DALLA ROSA et al. (2004a, 2004b)

A partir dos resultados de granulometria e limites de consistência apresentados, é possível classificar o solo na categoria A-5-7 (solo silto-argiloso) de acordo com o sistema *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHO) e na categoria CL (argila de baixa a alta liquidez) de acordo com o Sistema Unificado De Classificação De Solos (SUCS). (FARO, 2014).

Donato (2005), em sua pesquisa, realizou ensaios triaxiais consolidados drenados (CD) em amostras de solo do campo experimental obtidas a aproximadamente 1 m de profundidade. Foram realizados ensaios para três tensões confinantes (σ_3) diferentes de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa. Os índices físicos na condição inicial das amostras podem ser visualizados pela TABELA 12 e os resultados dos ensaios podem ser observados através da FIGURA 25.

TABELA 12 – ÍNDICES FÍSICOS DOS CORPOS DE PROVA INDEFORMADOS ENSAIADOS

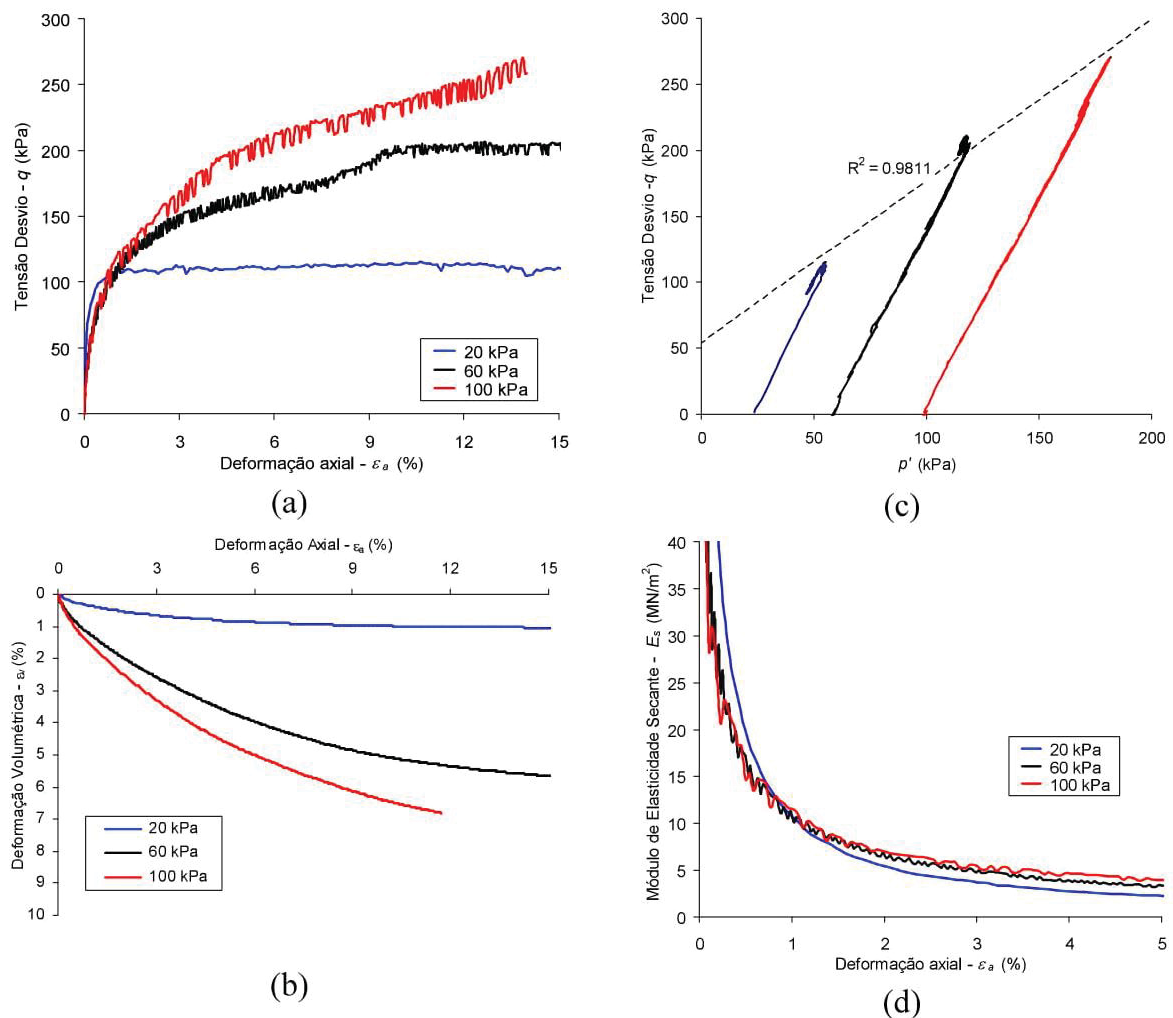
σ_3 (kPa)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	e	V_d (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	V_r (kN/m ³)	ω (%)
20	50,4	100,13	1,26	11,94	15,77	27	32,07
60	49,9	10,3	1,24	11,95	15,64	26,7	30,89
100	50,1	101,9	1,14	12,48	16,01	26,7	28,36

FONTE: adaptado DONATO (2005)

A partir destes resultados, é possível observar pela FIGURA 25b que o solo é compressível, sendo que esta compressão aumenta juntamente com o aumento da tensão confinante. Analisando a envoltória encontrada na FIGURA 25c pode-se verificar que o solo possui um intercepto coesivo (c') equivalente a 23,8 kPa e um ângulo de atrito interno (ϕ) de 32°. (CONSOLI *et al.*, 2016).

Pela FIGURA 25d, pode-se observar que o solo em questão possui módulo de elasticidade secante partindo de 100 MPa para baixíssimas deformações, passando para um intervalo de 15 a 20 MPa para deformações específicas de 0,5%, baixando para 10 MPa para deformações de 1% até atingir um patamar de 5 MPa para deformações de 5%. Além disso, é possível observar pela TABELA 12 que o solo ensaiado possui um peso específico (γ) de aproximadamente 15,8 kN/m³ em sua condição natural. (FARO, 2014).

FIGURA 25 – RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS (CD) REALIZADOS: a) TENSÃO DESVIO \times DEFORMAÇÃO AXIAL; b) DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA \times DEFORMAÇÃO AXIAL; c) TENSÃO DESVIO \times TENSÃO EFETIVA MÉDIA; E d) MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE \times DEFORMAÇÃO AXIAL



FONTE: adaptado DONATO (2005)

3.5 ENSAIO DE CARREGAMENTO LATERAL EM ESTACAS

Faro (2014) executou ensaios de carregamento lateral em estacas moldadas no campo experimental. Para isso, adotou um sistema de ação e reação entre duas estacas idênticas, onde uma era reagida na outra conforme representado na FIGURA 26. Foram ensaiadas 6 estacas (3 pares de estacas) em solo natural, onde um par se tratava de estacas rígidas com 0,6 m de diâmetro e 3 m de profundidade, e os outros dois pares tratavam de estacas flexíveis sendo um par com 0,3 m de diâmetro e 6 m de profundidade e outro com 0,4 m de diâmetro e 8 m de profundidade. As estacas

foram executadas com concreto de 15 MPa de resistência à compressão, onde no centro dessas estacas havia um tubo metálico com 101,4 mm de diâmetro e 4,5 mm de espessura para posterior posicionamento de um tubo de inclinômetro.

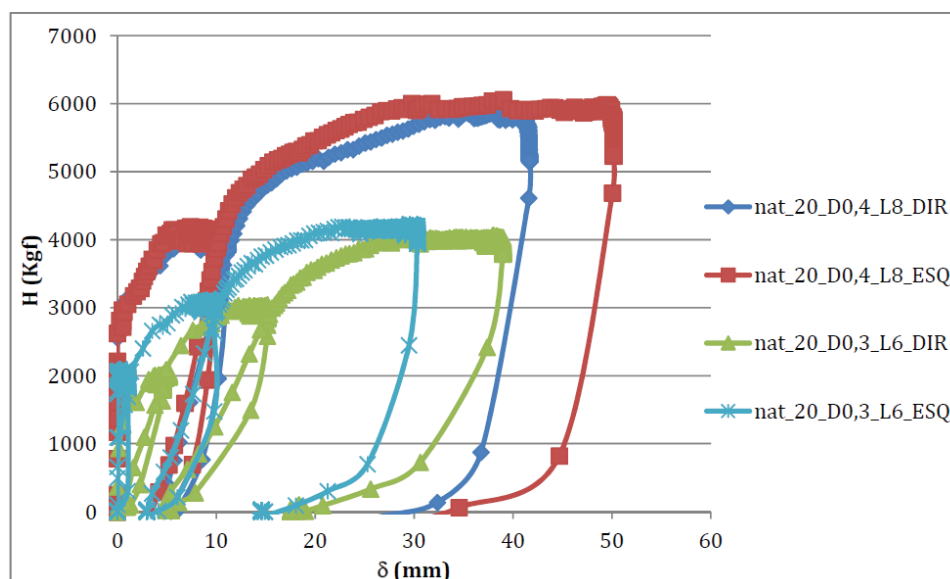
FIGURA 26 – SISTEMA DE CARREGAMENTO LATERAL DAS ESTACAS NOS ENSAIOS



FONTE: FARO (2014)

A FIGURA 27 apresenta os resultados de carga x deslocamento no topo das estacas encontrados para as estacas flexíveis. A partir destes resultados, é possível observar a similaridade entre as estacas reagidas, tendo apenas uma pequena diferença ocasionada pelo fato de uma das estacas precisar ceder ligeiramente antes que a outra. (FARO, 2014).

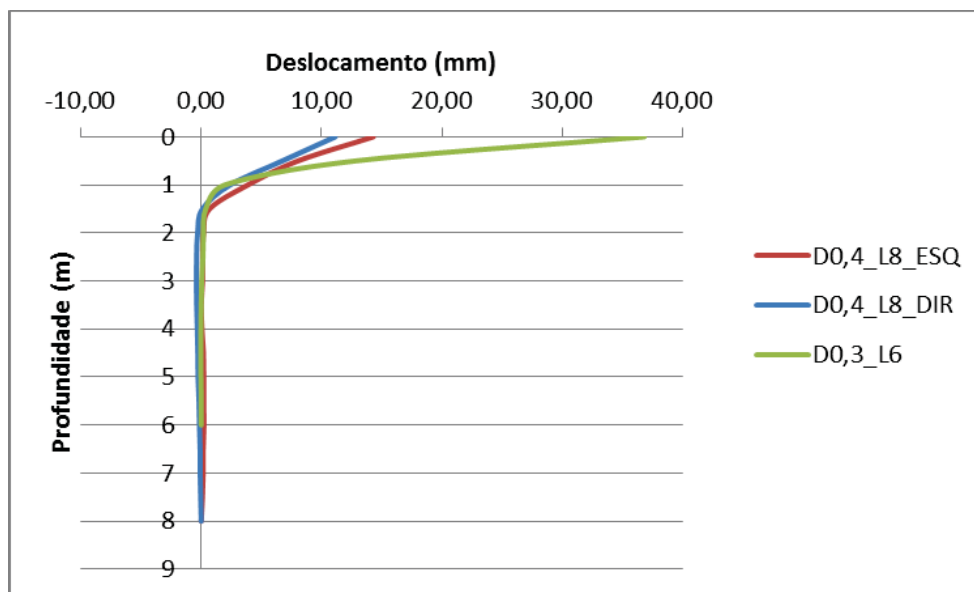
FIGURA 27 – GRÁFICOS CARGA x DESLOCAMENTO NO TOPO DAS ESTACAS FLEXÍVEIS



FONTE: FARO (2014)

Algumas dessas estacas ensaiadas foram instrumentadas ainda com inclinômetros, tornando assim possível a verificação de suas deformadas, como apresentado na FIGURA 28. Os deslocamentos apresentados são resultantes da aplicação de uma força de 40 kN no topo das estacas.

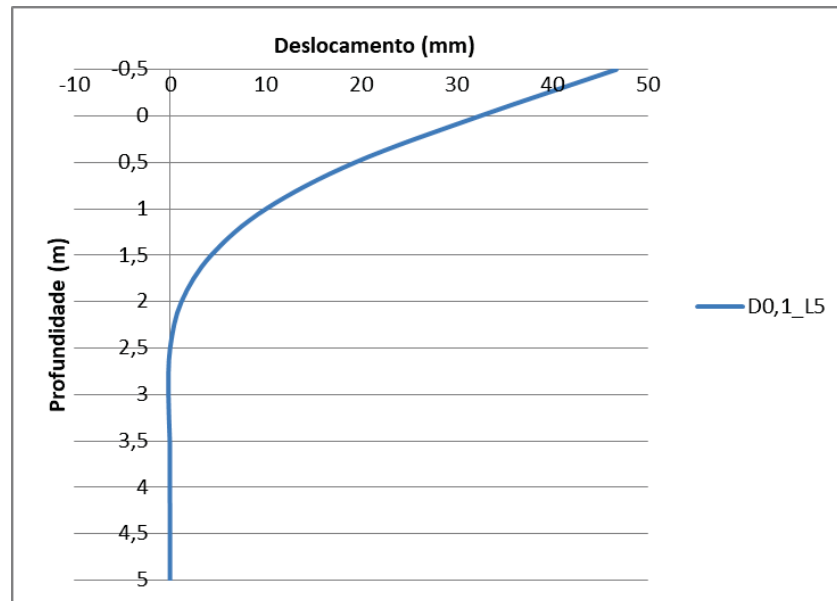
FIGURA 28 – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS AO LONGO DA PROFUNDIDADE PARA AS ESTACAS DE CONCRETO ENSAIADAS



FONTE: FARO (2014)

Além das estacas de concreto, também foram ensaiadas estacas metálicas que consistem em um tubo oco (mesmo tubo utilizado para realizar as leituras de inclinômetro nas estacas de concreto) com 101,4 cm de diâmetro, 4,5 mm de espessura e 5 m de profundidade. Os deslocamentos ao longo da profundidade, encontrados com a aplicação de uma carga de 12 kN a uma altura de 0,5 m com relação à superfície do terreno, são apresentados na FIGURA 29.

FIGURA 29 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS AO LONGO DA PROFUNDIDADE PARA AS ESTACAS METÁLICAS ENSAIADAS



FONTE: FARO (2014)

3.6 OUTROS ENSAIOS

Lopes Jr. e Thomé (2007) executaram seis provas de carga estática em estacas escavadas no campo experimental em questão, onde três destas estacas tiveram suas pontas isoladas com isopor. As estacas tinham 0,25 m de diâmetro e profundidades variando de 3,86 m e 4,70 m. Como resultado desses ensaios, foi obtida uma carga de ruptura média de 90 kPa de acordo com os critérios da norma NBR 12131 (ABNT, 1992).

Dalla Rosa *et al.* (2004a, 2004b) verificaram a tensão de ruptura do solo por meio de provas de carga de compressão. Para isso, utilizaram placas de aço com 30, 60 e 90 cm de diâmetro posicionadas a uma profundidade de 80 cm e realizaram o ensaio de acordo com os prescritos na norma NBR 6122 (ABNT, 1996). Com isso, encontraram uma tensão de ruptura de aproximadamente 120 kPa.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

A parte experimental, caracterizada pela realização dos ensaios de placa horizontal, tem por objetivo determinar a tensão e deformação horizontal dada pela aplicação de uma carga por meio de um macaco hidráulico.

O coeficiente de reação horizontal k_h do solo é obtido experimentalmente de forma simples, seguindo a EQUAÇÃO 43:

$$k_h = \frac{p}{y} \quad (43)$$

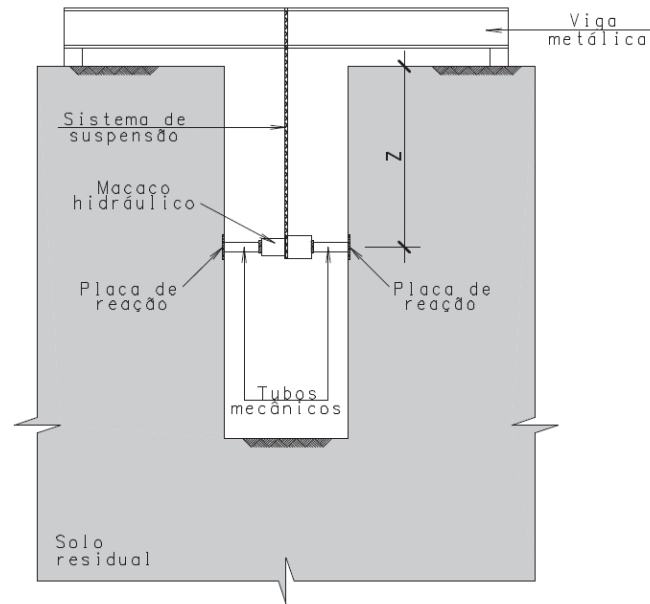
Onde p é a tensão normal resultante da reação do solo na placa de aço, tensão essa obtida pela relação F/A ; y é o deslocamento causado pela aplicação do esforço horizontal; F a força aplicada pelo macaco hidráulico; e A a área da placa.

A partir dessa hipótese, o ensaio consiste basicamente na aplicação de uma força horizontal conhecida no solo para posterior medição do seu deslocamento. Esta força é aplicada através de um macaco hidráulico e reagida em duas faces de uma vala, como esquematizado na FIGURA 30. Esta reação é dada em placas de área conhecida, sendo variadas suas dimensões. As placas de reação são quadradas, como apresentado na FIGURA 31, e suas dimensões D são estipuladas em 10, 20 e 30 centímetros.

O macaco hidráulico é posicionado na altura projetada através de um sistema de suspensão, onde ele fica suspenso a uma viga metálica. Essa viga metálica é então biapoiada de forma que as tensões provenientes dos apoios não interfiram nos resultados dos ensaios.

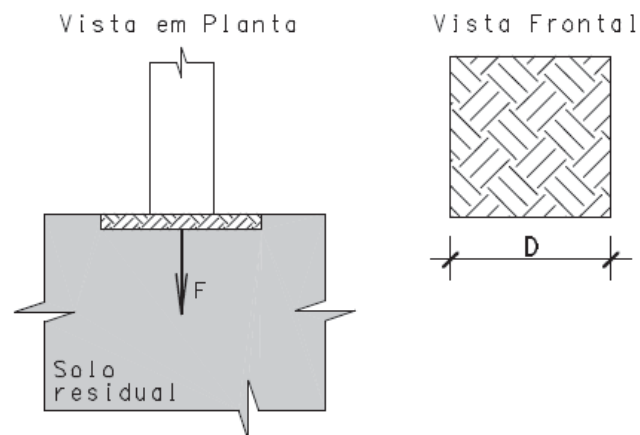
A transmissão de esforços do macaco hidráulico para a placa é dada através de um tubo mecânico que pressionará as placas no solo. Para o início dos ensaios, o solo foi escarificado de modo que as placas estivessem em sua maior parte em contato com o solo, como apresentado na FIGURA 31.

FIGURA 30 – ESQUEMA DE MONTAGEM DO ENSAIO



FONTE: O AUTOR (2018)

FIGURA 31 – FORMA DAS PLACAS DE REAÇÃO



FONTE: O AUTOR (2018)

A partir destas variações, é possível observar a influência das dimensões na determinação do valor do módulo de reação horizontal do solo. A pressão de cálculo será equivalente à força F aplicada dividida pela área da placa.

Este ensaio é repetido para as profundidades z (FIGURA 30) de 50, 100, 150 e 200 centímetros. Sendo assim, torna-se possível a obtenção de uma estimativa curva de evolução do coeficiente k_h ao longo da profundidade.

Os ensaios foram realizados num espaçamento tal que os bulbos de tensões ocasionados não se interpolassem. Sendo assim, de acordo com o tamanho da placa,

os ensaios possuem um espaço de pelo menos duas vezes a largura da placa, equivalente à influência do bulbo.

4.1 VALA DE ENSAIO

Como dito anteriormente e demonstrado pela FIGURA 30, os ensaios de placa horizontal forma realizados dentro de uma vala, reagindo parede contra parede. Esta vala foi inicialmente escavada por uma retroescavadeira de concha com 60 cm de largura, como mostrado nas FIGURA 32 e FIGURA 33, com 0,60 m de largura, 2,30 m de profundidade e 10 m de comprimento.

FIGURA 32 - RETROESCAVADEIRA INICIANDO A ESCAVAÇÃO DA VALA DE ENSAIO



FONTE: O AUTOR (2018)

A cada fileira de ensaios a ser realizada, eram escavados cerca de mais 20 cm na largura da vala a fim de alcançar a largura necessária para o encaixe do equipamento e ensaiar o solo em sua umidade natural, evitando ao máximo a interferência da secagem do solo nos resultados.

FIGURA 33 – VALA DE ENSAIO ESCAVADA



FONTE: O AUTOR (2018)

Para conferir a umidade, foram realizados ensaios de umidade em alguns pontos da vala, como apresentado na FIGURA 34, e foram encontradas umidades de 33,9% a 150 cm de profundidade e de 36,0% a 200 cm. Verificando através da FIGURA 22a, percebe-se que essa faixa de umidade se encontra dentro da umidade natural prevista para o solo em questão.

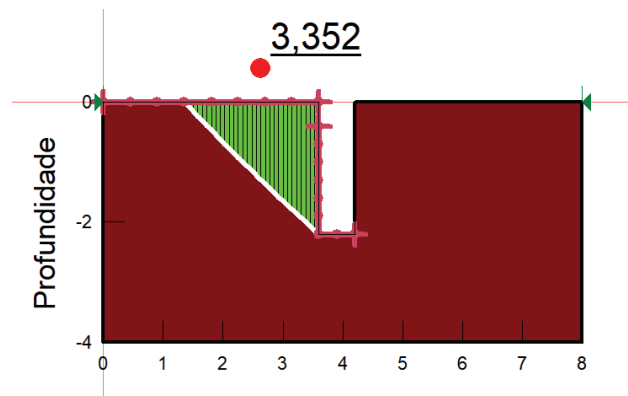
FIGURA 34 – ENSAIO DE UMIDADE REALIZADO EM PONTO ENSAIADO



FONTE: O AUTOR (2018)

Para garantir a segurança na realização dos ensaios, foi verificada a estabilidade da vala no *software* GeoStudio 2018. Aplicando os parâmetros de solo obtidos pelos ensaios realizados por Donato (2005), foi obtido um fator de segurança de 3,35 contra a ruptura do talude, como pode ser observado na FIGURA 35.

FIGURA 35 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA VALA NO SOFTWARE GEOSTUDIO 2018



FONTE: O AUTOR (2018)

4.2 EQUIPAMENTOS

A seguir são apresentados os equipamentos utilizados para a realização dos ensaios de placa horizontais. Esses equipamentos consistem basicamente em um apoio para o sistema de macaco hidráulico e um sistema para aquisição de dados.

4.2.1 Apoio para o sistema de macaco hidráulico

Para possibilitar a aplicação horizontal dos esforços no solo, foi projetado e fabricado um equipamento metálico para sustentação do macaco hidráulico e transferência da força para as placas, apresentado na FIGURA 36.

FIGURA 36 – APOIO PARA SISTEMA DE MACACO HIDRÁULICO



FONTE: O AUTOR (2018)

Esse equipamento consiste em uma calha metálica com um tubo mecânico móvel em cada ponta. Dentro dessa calha, fabricada sob medida, são posicionados o cilindro do macaco hidráulico e a célula de carga que, quando acionados, empurram o tubo mecânico contra o solo. O sistema completo, com o cilindro e a célula de carga já posicionado no local de ensaio pode ser observado na FIGURA 37.

FIGURA 37 – SISTEMA DE APOIO COM MACACO HIDRÁULICO E CÉLULA DE CARGA

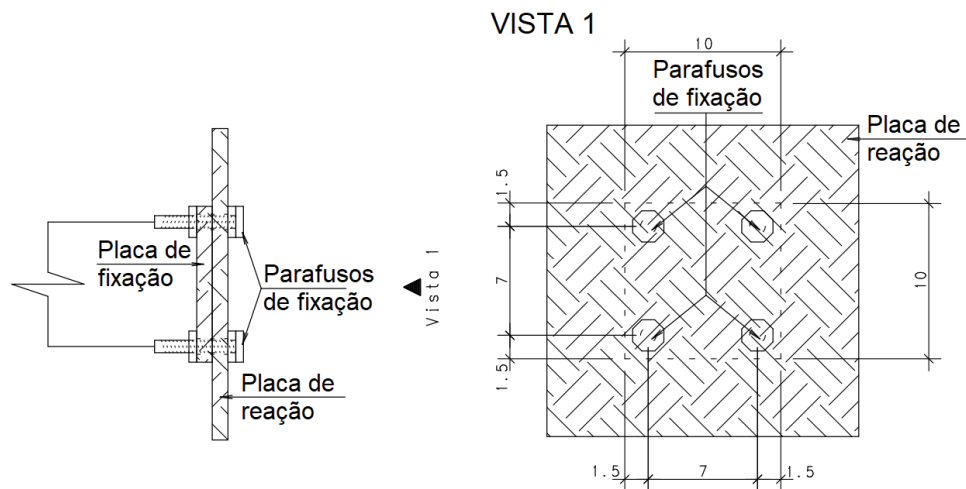


FONTE: O AUTOR (2018)

O tubo mecânico, projetado para o sistema de apoio, possui uma chapa metálica de 7 mm de espessura e dimensões de 10 cm x 10 cm. Essa placa serve para a fixação das placas a serem reagidas no solo, onde essa fixação se dá através de 4 parafusos de 8 mm de diâmetro. Para o caso do ensaio de placa de 10 cm x 10 cm, essa própria placa de fixação é utilizada também como placa de reação. Esse sistema de fixação de placas pode ser melhor observado através da FIGURA 38.

Alheio a esse equipamento, também foram fabricadas duas placas de reação quadradas com dimensões de 20 cm x 20 cm e duas com dimensões de 30 cm x 30 cm, todas com espessura de 7 mm. Essas placas eram fixadas aos tubos no momento do ensaio e reagidas ao mesmo tempo nas duas paredes da vala.

FIGURA 38 – DETALHE DO SISTEMA DE FIXAÇÃO DE PLACAS



FONTE: O AUTOR (2018)

4.2.2 Sistema de suspensão

Para permitir com que o apoio do macaco hidráulico ficasse posicionado na profundidade desejada, foi necessária a elaboração de um sistema de suspensão para o apoio. Esse sistema consiste em uma talha metálica, com capacidade para 1 tonelada, atrelada a uma viga metálica, como mostrado na FIGURA 39.

Com a vala já escavada na largura adequada para o encaixe do equipamento, a viga é posicionada no local dos ensaios e então a talha é acionada para posicionar o apoio na profundidade desejada.

A viga metálica possui rigidez suficiente para aguentar a carga do peso do sistema de reação e é biapoiada em blocos de concretos distantes a 1 metro da parede da vala.

FIGURA 39 – SISTEMA DE SUSTENTAÇÃO DO APOIO DO MACACO HIDRÁULICO



FONTE: O AUTOR (2018)

4.2.3 Sistema de aquisição de dados

Para a aquisição dos dados de carga e deslocamento, foi elaborado, em parceria com integrantes da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e da Universidade de Passo Fundo (UPF), um sistema para automatização da leitura desses dados.

A leitura das cargas transmitidas do macaco hidráulico para o tubo mecânico era realizada por uma célula de carga posicionada entre os dois. A célula de carga utilizada era da marca Alfa Instrumentos, modelo C-100t com capacidade de 100 toneladas, 112 mm de diâmetro externo e 143 mm de altura.

Já a leitura dos deslocamentos decorrentes da aplicação dessas forças no solo era realizada por um transdutor de deslocamento posicionado ortogonalmente à placa. O transdutor utilizado era da marca Gefran, código PY2, com curso máximo de 50 mm. Para o posicionamento do transdutor de deslocamento, foi utilizada uma garra magnética atrelada a uma barra de ferro posicionada próxima aos ensaios. Foi tomado o devido cuidado para que esse transdutor fosse posicionado perpendicularmente à placa e apoiado na própria placa ou em um referencial preso ao tubo mecânico.

Tanto a célula de carga quanto o transdutor de deslocamento foram conectados a um *data logger*, onde as leituras eram realizadas e armazenadas a cada 1 segundo. Além disso, os mesmos equipamentos eram conectados a um computador onde, através de um *software*, era possível acompanhar os resultados do ensaio em tempo real por uma curva carga x descarga. Esse acompanhamento foi fundamental para que fosse identificado qualquer problema, tanto na aquisição de dados, quanto no procedimento do ensaio.

4.3 MÉTODO DE ENSAIO

Por se tratar de um ensaio sem nenhuma normatização, foi necessário estabelecer certos padrões e definir um método de ensaio para que fosse possível comparar os resultados posteriormente.

Os ensaios só foram iniciados depois da vala tratada para receber o apoio das placas. Este tratamento era realizado com a raspagem do solo com uma régua metálica para que o mesmo ficasse o mais plano possível nas duas paredes da vala onde seriam realizados os ensaios.

Para um maior controle de acompanhamento do ensaio, somente foram coletados os dados em um dos lados da vala. Portanto, uma das placas servia apenas como apoio para a reação do sistema como um todo. O lado escolhido foi o lado da vala onde não batia o sol diretamente, conservando assim a umidade natural do solo por mais tempo.

Com a vala tratada e pronta para o recebimento das placas, o apoio para o macaco hidráulico era posicionado na profundidade a ser ensaiada e tomado o devido cuidado para que este equipamento estivesse nivelado. Com o apoio posicionado, eram colocados o cilindro do macaco hidráulico e a célula de carga dentro do apoio, sendo que a célula deveria ficar em contato com o tubo mecânico ao qual se desejou coletar os dados.

Com o macaco e a célula posicionada, o macaco era levemente acionado até que as placas entrassem em contato com o solo. Com o sistema travado nas duas paredes da vala, era então posicionado o transdutor de deslocamento. O transdutor era apoiado diretamente na placa ou em um referencial fixado ao tubo mecânico. Importante ressaltar a importância de o transdutor estar totalmente fechado e o tubo

mecânico do lado da célula de carga estar o máximo possível recolhido, evitando assim ao máximo que o ensaio tenha que ser interrompido por falta de curso.

Com o transdutor posicionado perpendicularmente à placa e o sistema travado, dava-se início à aquisição de dados e ao ensaio em si.

Os ensaios foram realizados com carregamento controlado, ou seja, era pré-estabelecido um incremento de carga e aguardado a estabilização do sistema depois de cada incremento. O incremento escolhido foi variável de acordo com as dimensões das placas, sendo de 50 kgf para as placas de 10 cm x 10 cm, de 200 kgf para as placas de 20 cm x 20 cm, e de 450 kgf para as placas de 30 cm x 30 cm. Este acréscimo de carga foi realizado de maneira cadenciada a fim de evitar que os resultados sofressem influência da velocidade do ensaio. Quando atingido o incremento desejado, era então aguardada a estabilização do solo. Esta estabilização era garantida através do acompanhamento dos deslocamentos em 1, 2, 4, 8 e 15 minutos.

Nos primeiros ensaios, foram acompanhados os deslocamentos até 15 minutos depois da carga estabilizada. Após diversos incrementos, foi constatado que essa estabilização se dava quase que instantaneamente, não sendo necessário tanto tempo para garantir que se estabilizasse. Esta estabilização instantânea possivelmente ocorre devido ao travamento do tubo mecânico com mínimo relaxamento do sistema devido ao peso das placas, ou então por causa do incremento de carga implementado de forma cadenciado. A partir dessas constatações, foi estabelecido que o tempo máximo para a verificação de estabilização do sistema seria de 8 minutos.

Com os incrementos de carga e tempos para estabilização definidos, os ensaios eram realizados até que se acabasse o curso do transdutor de deslocamento ou do tubo mecânico. Para apresentação dos resultados, foram considerados os resultados obtidos até um deslocamento equivalente a 5% da dimensão da largura D da placa. A FIGURA 40 mostra o estado inicial do ensaio, com todos os equipamentos posicionados.

FIGURA 40 – ESTADO INICIAL DO ENSAIO DE PLACA HORIZONTAL



FONTE: O AUTOR (2018)

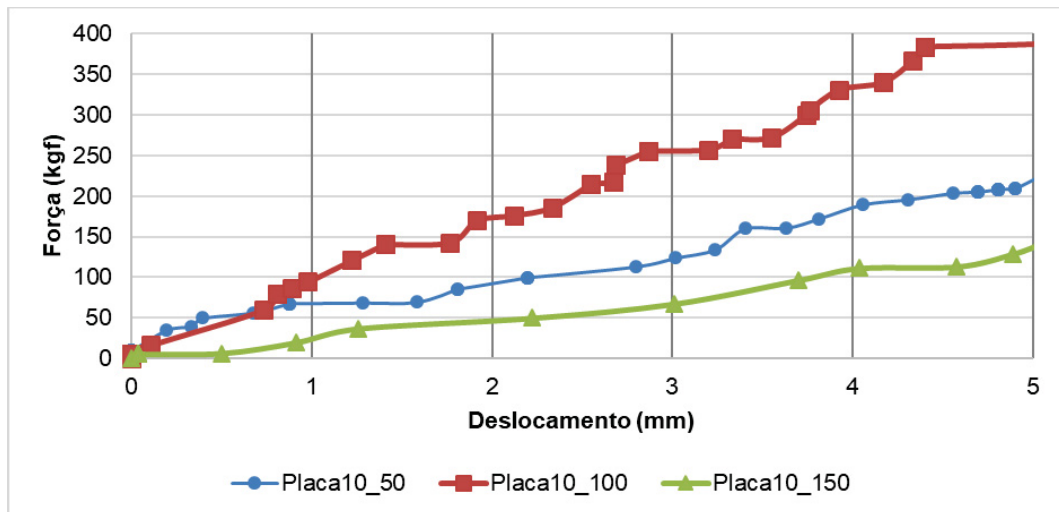
4.4 RESULTADOS

Os resultados do ensaio podem ser analisados tanto em termo de força como de pressão. A seguir são apresentados os gráficos encontrados para esses dois tipos de análise, sendo que, para a apresentação em termos de força, foram separados os ensaios de acordo com suas dimensões de placa e, para a apresentação em termos de pressão, foram separados de acordo com sua profundidade.

Nas figuras a seguir, é possível observar os resultados separados em diversas formas, onde a legenda tem nomenclatura definida pelo tamanho da placa seguido da sua profundidade. Ou seja, por exemplo, o resultado com legenda “Placa10_50” é o resultado obtido com a placa de dimensões 10 cm x 10 cm a uma profundidade de 50 cm.

A FIGURA 41 apresenta os resultados obtidos nos ensaios das placas com dimensões 10 cm x 10 cm até um deslocamento de 5 mm, equivalente a 5% da largura da placa. Através dele, é possível observar que cada altura apresentou um coeficiente de reação diferente, contrariando a hipótese de que esse coeficiente seria constante ao longo da profundidade. Entretanto, não foi possível observar nenhuma tendência de crescimento desse coeficiente ao longo da profundidade, sendo constatada uma inconstância e indefinição da sua distribuição ao longo da profundidade. Importante ressaltar que o ensaio realizado a 200 cm de profundidade apresentou erro durante a aquisição dos dados, não sendo possível chegar a nenhuma conclusão com os resultados obtidos.

FIGURA 41 – RESULTADOS ENCONTRADOS PARA AS PLACAS DE 10 cm

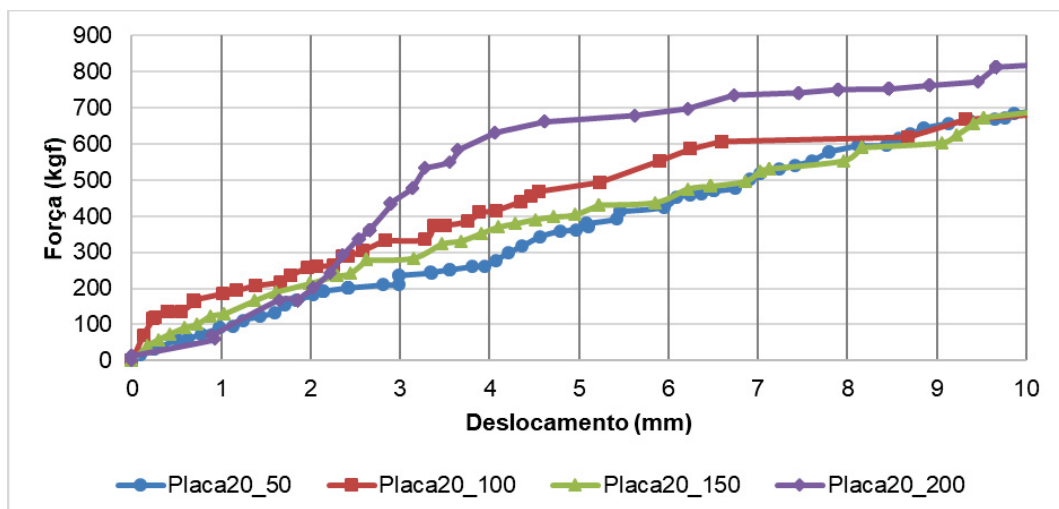


FONTE: O AUTOR (2018)

A FIGURA 42 apresenta o resultado dos ensaios com placas de dimensões 20 cm x 20 cm até um deslocamento de 10 mm. Assim como no caso das placas de 10 cm, não foi possível observar uma relação do coeficiente com a profundidade.

Interessante observar a alta resistência inicial encontrada no ensaio a 100 cm, muito provavelmente decorrente da cimentação característica de solos residuais do local ensaiado. Também pode-se observar que o ensaio realizado a 200 cm apresentou uma curva com configuração diferente das demais, onde esta anomalia pode ter ocorrido devido ao não contato total da placa com o solo no início do ensaio.

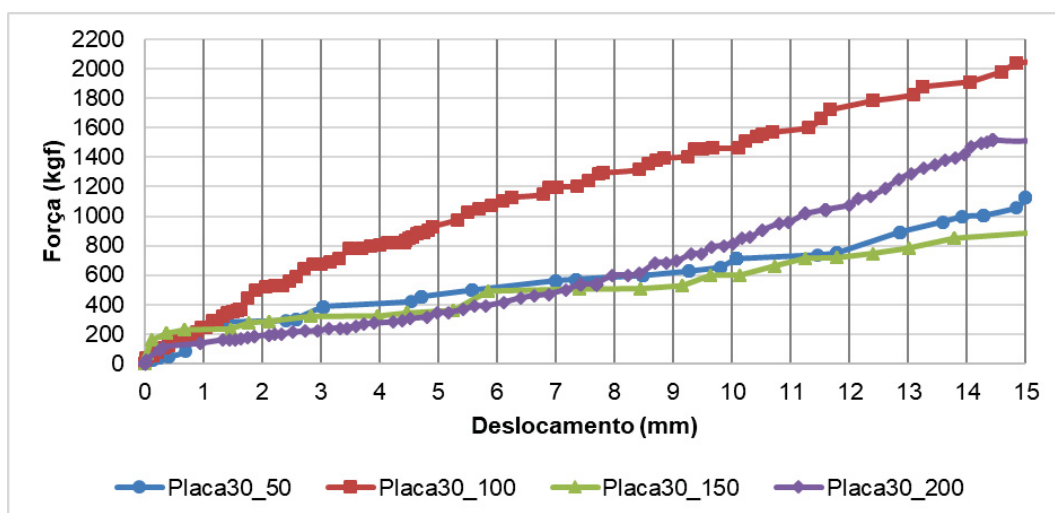
FIGURA 42 - RESULTADOS ENCONTRADOS PARA AS PLACAS DE 20 cm



FONTE: O AUTOR (2018)

Os resultados encontrados nos ensaios de placa com dimensões 30 cm x 30 cm até um deslocamento de 15 mm são apresentados na FIGURA 43. Novamente não foi possível encontrar uma relação da distribuição do coeficiente ao longo da profundidade. Isso ocorreu devido a certa heterogeneidade do solo encontrada durante os ensaios. Por mais que os demais ensaios de campo realizados, tal como SPT, CPT e DMT, constatassem que o solo possui uma certa homogeneidade, em alguns pontos, a profundidades entre 150 cm e 200 cm, foi possível observar a presença de um solo mais arenoso e de baixa coesão e resistência, como pode ser observado na FIGURA 44. Por se tratar de um ensaio pontual, o coeficiente encontrado em cada ensaio dependia muito do ponto onde a placa era apoiada.

FIGURA 43 - RESULTADOS ENCONTRADOS PARA AS PLACAS DE 30 cm



FONTE: O AUTOR (2018)

FIGURA 44 – NICHOS COM SOLO DE MENOR RESISTÊNCIA ENCONTRADOS NA VALA

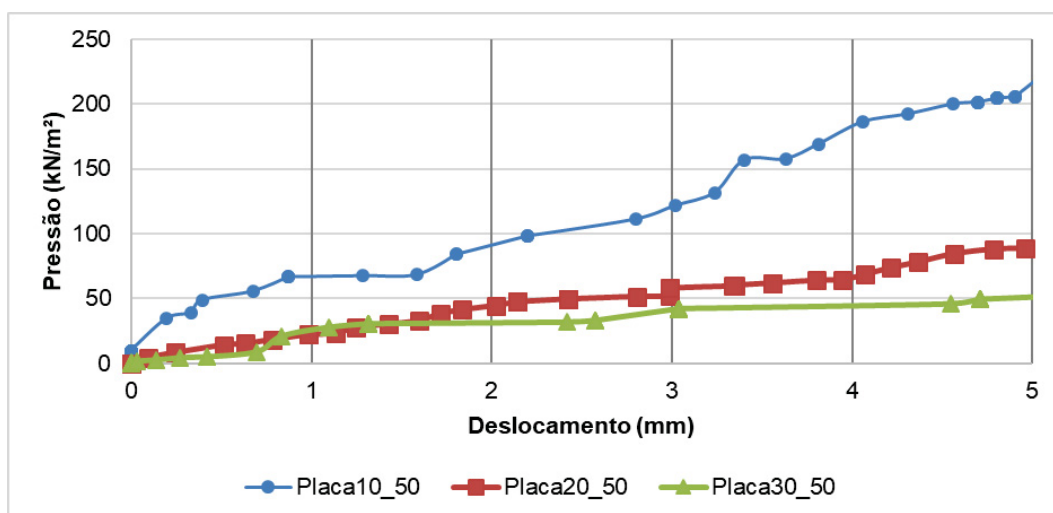


FONTE: O AUTOR (2018)

Além da interpretação dos dados por curvas carga x deslocamento, também foi possível analisar os dados por meio de curvas pressão x deslocamento através da simples relação das cargas obtidas com as áreas das placas. Essa conversão permite com que sejam comparados os resultados de diferentes tamanhos de placa. As figuras apresentadas a seguir mostram os resultados em termos de pressão até um deslocamento de 5 mm, agora separados de acordo com a profundidade ensaiada.

A FIGURA 45 apresenta os resultados dos ensaios realizados a uma profundidade de 50 cm. Através dela, analisando as tensões necessárias para deslocar 5 mm, foi possível observar que quanto maior a dimensão da placa, menor o coeficiente encontrado

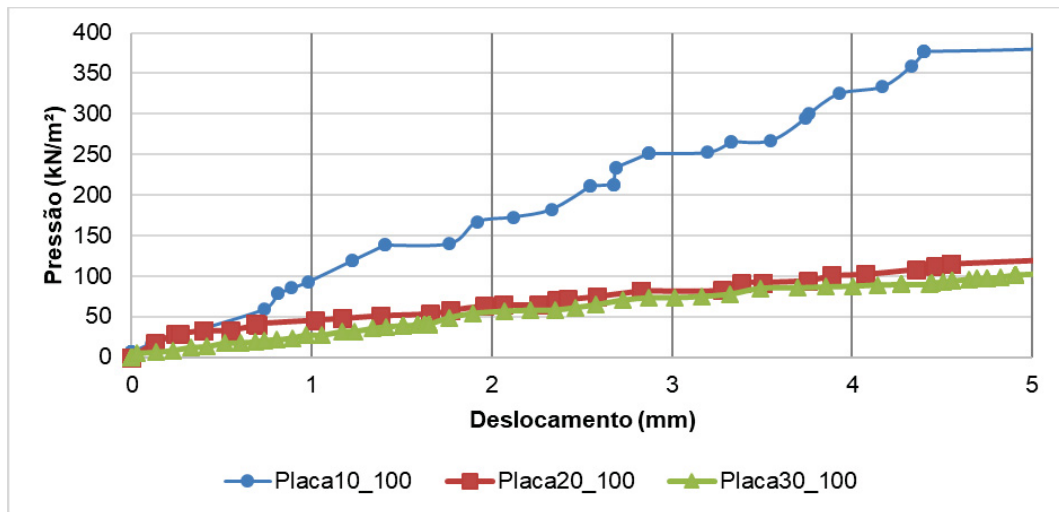
FIGURA 45 - RESULTADOS ENCONTRADOS PARA AS PLACAS A 50 cm DE PROFUNDIDADE



FONTE: O AUTOR (2018)

A FIGURA 46 mostra os resultados encontrados nos ensaios a 100 cm de profundidade. Assim como na figura anterior, é possível observar que quanto maior a dimensão da placa, menor o coeficiente encontrado.

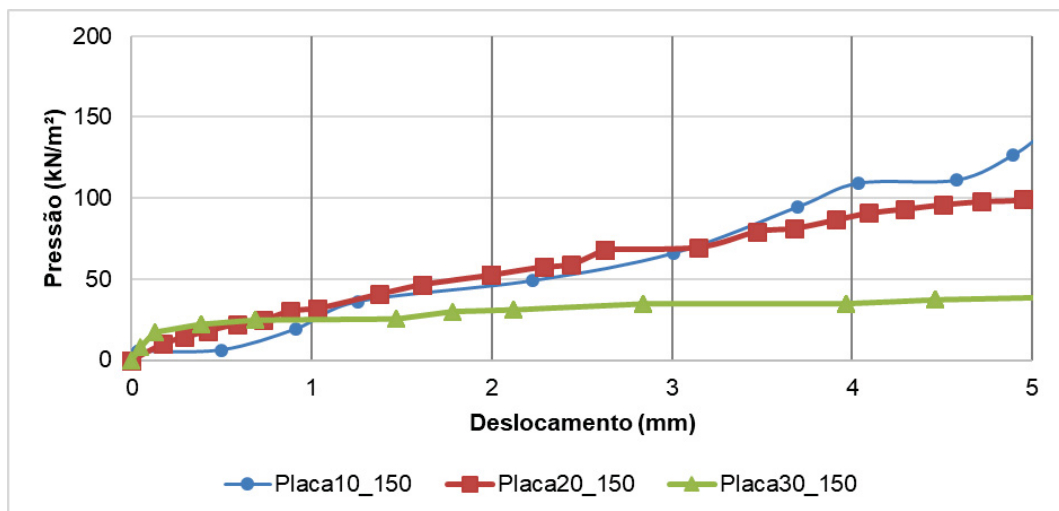
FIGURA 46 - RESULTADOS ENCONTRADOS PARA AS PLACAS A 100 cm DE PROFUNDIDADE



FONTE: O AUTOR (2018)

A FIGURA 47 apresenta os resultados encontrados nos ensaios a 150 cm de profundidade e, novamente, se comprova a teoria de que o coeficiente de reação horizontal é inversamente proporcional à dimensão da estrutura solicitante.

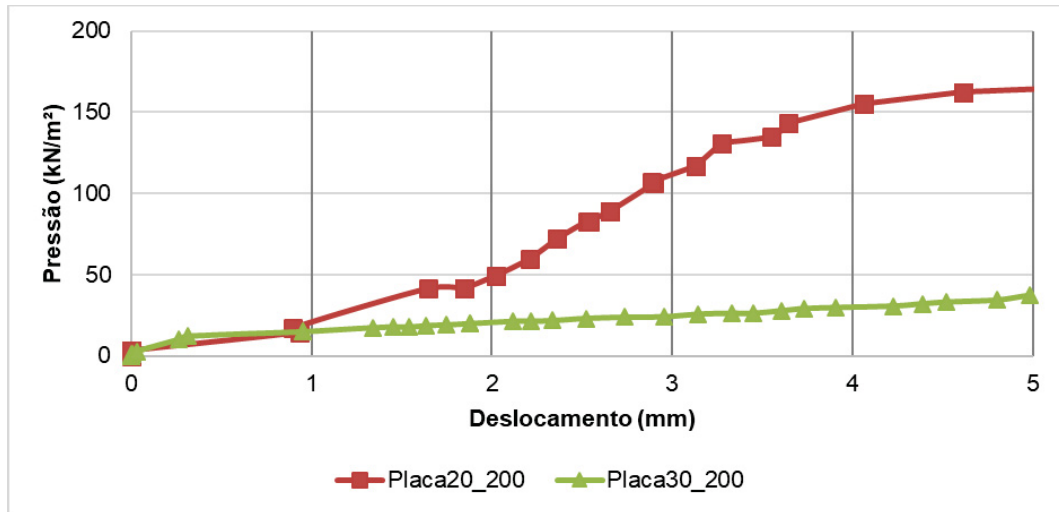
FIGURA 47 - RESULTADOS ENCONTRADOS PARA AS PLACAS A 150 cm DE PROFUNDIDADE



FONTE: O AUTOR (2018)

A FIGURA 48 apresenta os resultados dos ensaios a 200 cm de profundidade. Como já dito anteriormente, os resultados do ensaio da placa de 10 cm à essa profundidade apresentaram inconformidades e não foi possível utilizá-los. Porém, mesmo com apenas dois resultados, se confirma a teoria de que quanto maior a dimensão da estrutura solicitante, menor o valor do coeficiente.

FIGURA 48 - RESULTADOS ENCONTRADOS PARA AS PLACAS A 200 cm DE PROFUNDIDADE



FONTE: O AUTOR (2018)

5 MODELAGEM DOS COEFICIENTES ENCONTRADOS

Seguindo a metodologia proposta para o trabalho, foram apresentados e analisados a seguir os resultados dos coeficientes de reação horizontal encontrados para os diversos métodos apresentados na revisão bibliográfica. Cada resultado foi então aplicado a um modelo simplificado no *software* FTool para previsão dos deslocamentos pela hipótese de Winkler.

Para cada método, foi encontrado um valor para o coeficiente k_h que posteriormente é transformado em um valor de K , que representa o mesmo coeficiente sendo aplicado sobre uma determinada área.

5.1 FTOOL

O FTool é um *software* desenvolvido inicialmente por um projeto de pesquisa integrado, tendo como idealizador e responsável o professor Luiz Fernando Martha do Departamento de Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio). Desde 1995, o FTool vem sofrendo constantes alterações e lançando novas versões, até chegar na versão 4.00 utilizada nas modelagens apresentadas a seguir. (FTOOL, 2018).

O FTool é um *software* destinado à análise estrutural de pórticos planos e tem como objetivo principal a modelagem simples e eficiente de estruturas. A versão básica e gratuita do *software*, que foi utilizada para as modelagens desta pesquisa, analisa o modelo estrutural e fornece o diagrama de esforços internos e deformadas. Para isso, deve se definir as propriedades do material e as propriedades geométricas da estrutura solicitada. Os membros estruturais podem então ser calculados pelas teorias de Euler-Bernouilli ou Timoshenko. Os apoios podem ser definidos como rígidos ou elásticos e podem ser rotacionados, além de aceitar deslocamentos impostos. Isso permite que diversos tipos de estruturas, simples ou complexas, possam ser modeladas no FTool em poucos minutos. (FTOOL, 2018).

5.2 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

O modelo escolhido para a análise em questão consiste na representação do tubo metálico ensaiado por Faro (2014). Sendo assim, nos modelos foram aplicados os valores dos coeficientes em um tubo de 101,4 mm de diâmetro externo, 4,5 mm de espessura e 200 GPa de módulo de elasticidade. A representação do solo foi dada por uma mola a cada 20 centímetros de profundidade, sendo a primeira mola locada a uma profundidade de 10 cm. Portanto, a área representativa de solo para cada mola é de 10,14 cm (referente à largura do tubo) x 20 cm (referente à distância entre cada mola).

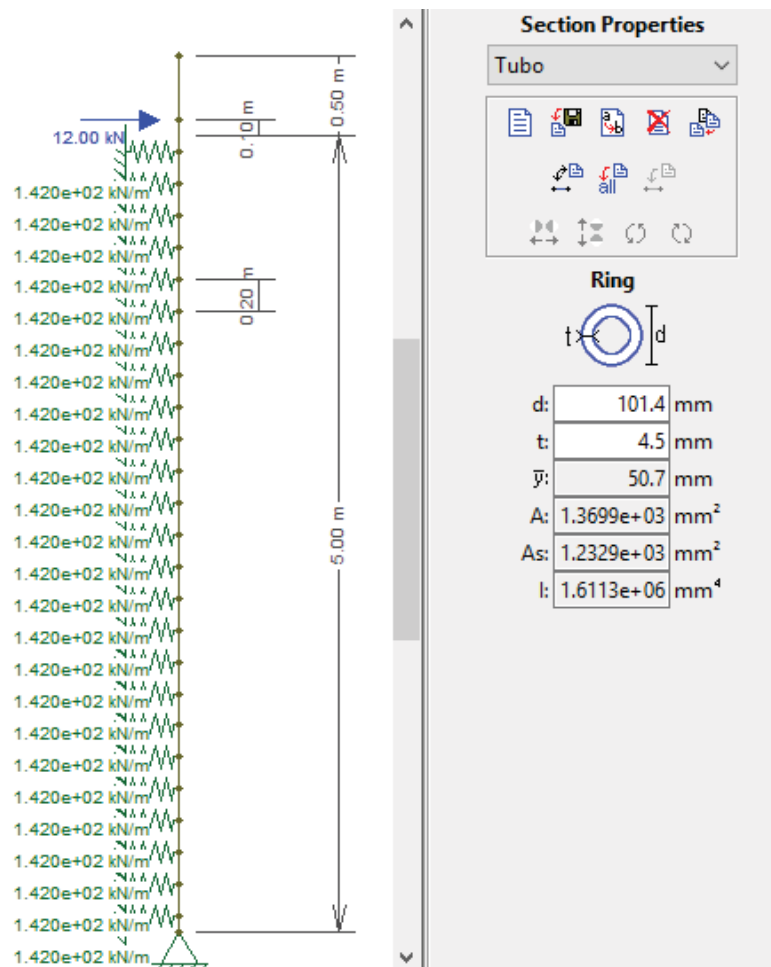
5.2.1 Retroanálise do tubo ensaiado

O primeiro passo para possibilitar uma posterior comparação entre os resultados foi a realização de uma retroanálise do tubo ensaiado por Faro (2014) para determinação do coeficiente de reação necessário para atingir os mesmos deslocamentos encontrados experimentalmente, apresentados na FIGURA 29.

A FIGURA 49 mostra a representação desse tubo no modelo, juntamente com as propriedades geométricas adotadas, os coeficientes K a carga aplicada e as medidas do tubo.

A partir dessas propriedades e visando sempre a simplificação de aplicação, a retroanálise foi realizada por tentativa e erro até que se encontrasse uma curva de deslocamentos equivalente à encontrada em campo. Por se tratar de um solo coesivo friccional relativamente homogêneo, foi tomada como válida a teoria de que a distribuição desse coeficiente seria constante ao longo da profundidade.

FIGURA 49 – REPRESENTAÇÃO DO TUBO NO SOFTWARE FTOOL



FONTE: O AUTOR (2018)

O resultado das deformações encontradas pelo modelo pode ser visualizado na FIGURA 50, onde é possível observar a semelhança entre as curvas quando comparado aos deslocamentos reais encontrados por Faro (2014).

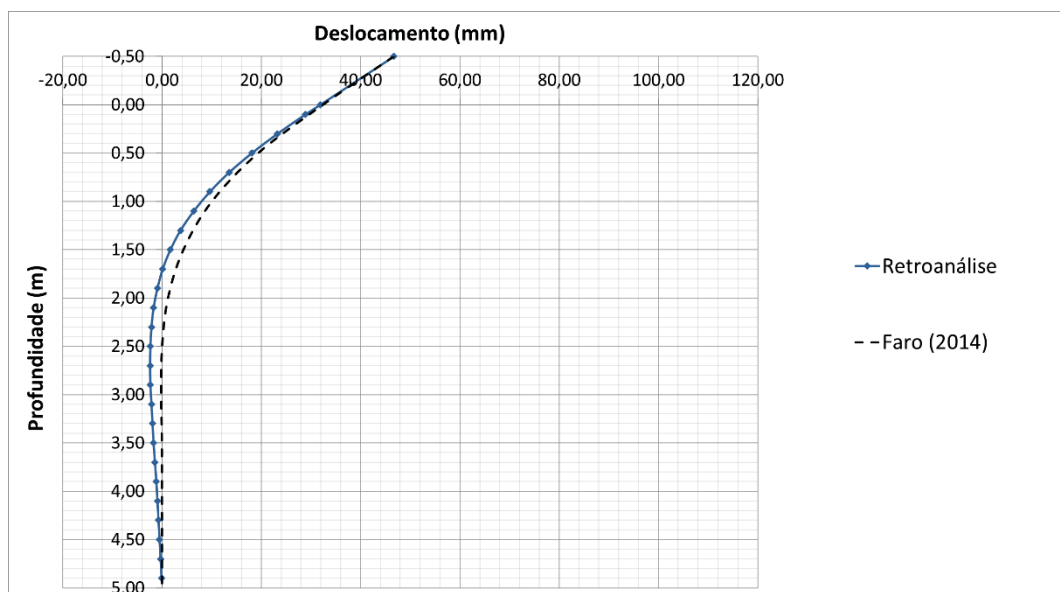
A partir dessa comparação, foram estipulados os valores de coeficiente k_h , apresentados na TABELA 13, como sendo algo muito próximo do valor real do solo em questão. Na mesma TABELA 13 também são apresentados os valores do coeficiente de mola K aplicado ao modelo, dos deslocamentos encontrados e dos momentos fletores resultantes ao longo do tubo.

TABELA 13 – TABELA RESUMO DO MODELO DE RETROANÁLISE

Profundidade (m)	k_h (MN/m ³)	K (kN/m)	y (mm)	M (kN.m)
-0,50	-	-	46,71	0,00
0,00	-	-	31,87	0,00
0,10	7,00	142,00	28,87	2,40
0,30	7,00	142,00	23,24	4,00
0,50	7,00	142,00	18,10	4,90
0,70	7,00	142,00	13,52	5,30
0,90	7,00	142,00	9,65	5,30
1,10	7,00	142,00	6,41	5,10
1,30	7,00	142,00	3,73	4,60
1,50	7,00	142,00	1,69	4,10
1,70	7,00	142,00	0,14	3,50
1,90	7,00	142,00	-0,92	2,90
2,10	7,00	142,00	-1,69	2,40
2,30	7,00	142,00	-2,11	1,80
2,50	7,00	142,00	-2,32	1,40
2,70	7,00	142,00	-2,39	1,00
2,90	7,00	142,00	-2,32	0,70
3,10	7,00	142,00	-2,11	0,40
3,30	7,00	142,00	-1,90	0,20
3,50	7,00	142,00	-1,69	0,10
3,70	7,00	142,00	-1,41	0,00
3,90	7,00	142,00	-1,13	-0,10
4,10	7,00	142,00	-0,92	-0,10
4,30	7,00	142,00	-0,70	-0,10
4,50	7,00	142,00	-0,49	-0,10
4,70	7,00	142,00	-0,28	-0,10
4,90	7,00	142,00	-0,07	0,00

FONTE: O AUTOR (2018)

FIGURA 50 – RESULTADO DOS DESLOCAMENTOS ENCONTRADOS NO MODELO COMPARADOS AO REAL ENSAIADO POR FARO (2014)



FONTE: O AUTOR (2018)

5.2.2 Método de Terzaghi

Como apresentado na revisão bibliográfica, o método de Terzaghi (1955) consiste na definição de um valor tabelado de acordo com o tipo de solo. No caso do campo experimental do CETEC-UPF, o solo em questão pode ser enquadrado no primeiro caso (argilas pré-adensadas com distribuição linear do coeficiente ao longo da profundidade) e definido como uma argila rija.

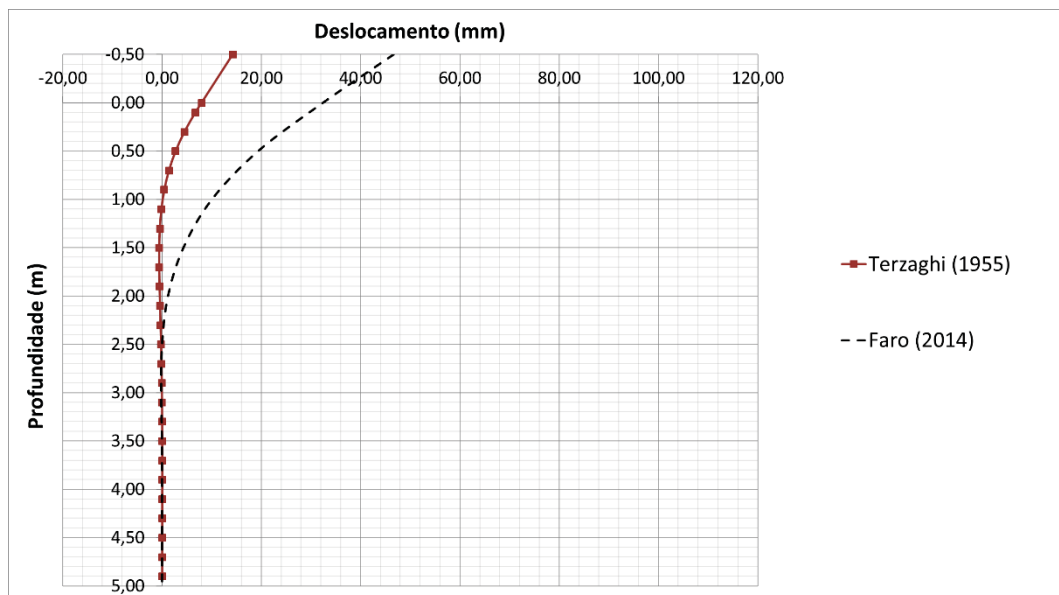
Consultando a TABELA 2 e aplicando a EQUAÇÃO 5, é possível encontrar um valor para o coeficiente k_h . Na TABELA 14 são apresentados os valores dos coeficientes adotados, juntamente com os deslocamentos e momentos fletores encontrados pelo modelo ao longo da profundidade, e na FIGURA 51 é apresentada uma comparação dos deslocamentos encontrados na modelagem com os resultados reais do tubo ensaiado por Faro (2014).

TABELA 14 - TABELA RESUMO MÉTODO DE TERZAGHI

Profundidade (m)	k_h (MN/m ³)	K (kN/m)	y (mm)	M (kN.m)
-0,50	-	-	14,25	0,00
0,00	-	-	7,95	0,00
0,10	48,09	975,36	6,71	2,40
0,30	48,09	975,36	4,50	3,50
0,50	48,09	975,36	2,71	3,70
0,70	48,09	975,36	1,36	3,40
0,90	48,09	975,36	0,43	2,80
1,10	48,09	975,36	-0,15	2,10
1,30	48,09	975,36	-0,47	1,50
1,50	48,09	975,36	-0,59	1,00
1,70	48,09	975,36	-0,59	0,60
1,90	48,09	975,36	-0,52	0,20
2,10	48,09	975,36	-0,43	0,00
2,30	48,09	975,36	-0,32	-0,10
2,50	48,09	975,36	-0,22	-0,10
2,70	48,09	975,36	-0,13	-0,20
2,90	48,09	975,36	-0,07	-0,20
3,10	48,09	975,36	-0,03	-0,10
3,30	48,09	975,36	0,00	-0,10
3,50	48,09	975,36	0,02	-0,10
3,70	48,09	975,36	0,03	0,00
3,90	48,09	975,36	0,03	0,00
4,10	48,09	975,36	0,02	0,00
4,30	48,09	975,36	0,02	0,00
4,50	48,09	975,36	0,01	0,00
4,70	48,09	975,36	0,01	0,00
4,90	48,09	975,36	0,00	0,00

FONTE: O AUTOR (2018)

FIGURA 51 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE TERZAGHI COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)



FONTE: O AUTOR (2018)

5.2.3 Método de Davisson

Segundo Davisson (1970), consultando a TABELA 4 e enquadrando o solo em questão como solo coesivo, o coeficiente k_h pode ser obtido através de uma simples relação com a resistência não-drenada do solo s_u , multiplicando o valor dessa resistência por 67. Portanto, para a utilização desse método, é necessário o conhecimento dos valores da resistência não-drenada do solo s_u ao longo da profundidade. Existem diversas maneiras para a determinação desse parâmetro, mas, para o caso em questão, essa resistência s_u foi determinada através dos ensaios DMT realizado por Faro (2014).

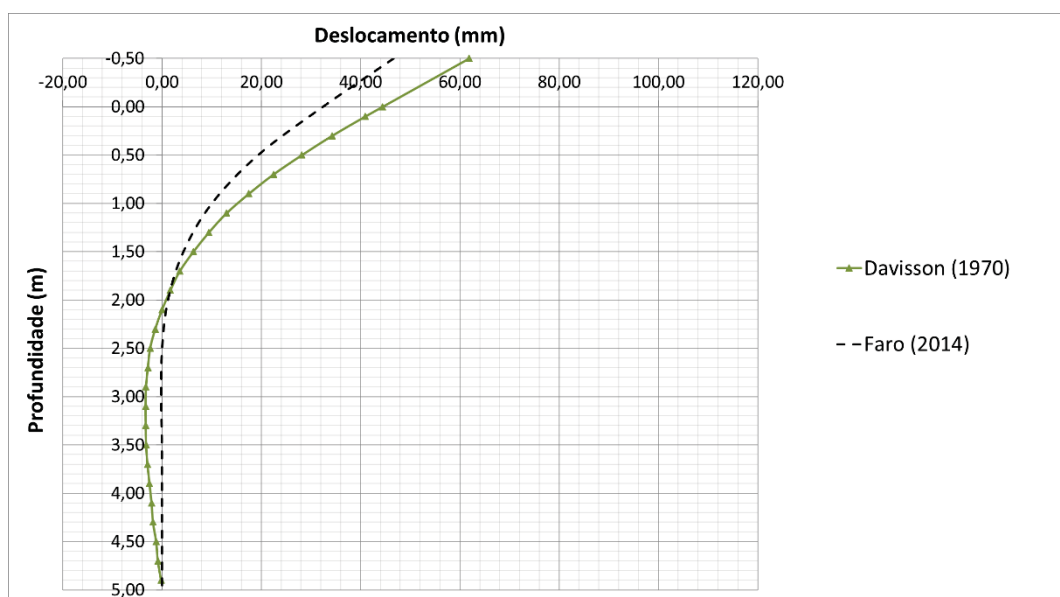
A TABELA 15 apresenta a resistência não-drenada utilizada para a estimativa do coeficiente, os valores dos coeficientes aplicados ao modelo e os resultados de deslocamentos e momentos fletores ao longo da profundidade. A FIGURA 52 apresenta uma comparação dos deslocamentos encontrados no modelo com os deslocamentos encontrados no ensaio de Faro (2014)

TABELA 15 - TABELA RESUMO MÉTODO DE DAVISSON

Profundidade (m)	s_u (kPa)	k_h (MN/m ³)	K (kN/m)	y (mm)	M (kN.m)
-0,50	-	-	-	61,87	0,00
0,00	-	-	-	44,43	0,00
0,10	81,40	5,45	110,60	40,96	2,40
0,30	73,22	4,91	99,49	34,28	3,90
0,50	59,57	3,99	80,94	28,17	4,70
0,70	51,13	3,43	69,47	22,46	5,10
0,90	37,85	2,54	51,43	17,50	5,10
1,10	25,43	1,70	34,55	13,03	5,00
1,30	31,93	2,14	43,39	9,45	4,70
1,50	38,40	2,57	52,18	6,32	4,40
1,70	28,65	1,92	38,93	3,60	4,10
1,90	21,90	1,47	29,76	1,68	3,70
2,10	22,22	1,49	30,19	0,00	3,20
2,30	26,88	1,80	36,52	-1,37	2,80
2,50	27,69	1,86	37,63	-2,39	2,40
2,70	25,87	1,73	35,15	-2,85	2,00
2,90	34,20	2,29	46,47	-3,23	1,70
3,10	31,19	2,09	42,37	-3,30	1,40
3,30	58,29	3,91	79,20	-3,28	1,00
3,50	73,56	4,93	99,95	-3,20	0,80
3,70	50,28	3,37	68,31	-2,93	0,60
3,90	43,84	2,94	59,57	-2,52	0,50
4,10	34,95	2,34	47,48	-2,11	0,30
4,30	32,46	2,17	44,10	-1,81	0,20
4,50	37,45	2,51	50,88	-1,18	0,20
4,70	43,81	2,94	59,53	-0,84	0,10
4,90	39,50	2,65	53,68	-0,19	0,00

FONTE: O AUTOR (2018)

FIGURA 52 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE DAVISSON COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)



FONTE: O AUTOR (2018)

5.2.4 Método de Bowles

Para a aplicação do método de Bowles (1977), é necessário saber o ângulo de atrito interno do solo, a coesão e o peso específico para realização do cálculo dos fatores de carga N_c , N_q e N_γ . A partir dos ensaios triaxiais realizados por Donato (2005), sabemos que o solo do campo experimental possui ângulo de atrito interno (ϕ) de 32° , um intercepto coesivo (c') equivalente a 23,8 kPa e peso específico (γ) de aproximadamente 15,8 kN/m³ em sua condição natural. Aplicando esses dados nas EQUAÇÕES 9, 10 e 11, tem-se:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan 31,84^\circ} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{32^\circ}{2} \right) = 22,75$$

$$N_c = (22,75 - 1) \cdot \cot 32^\circ = 35,02$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (22,75 + 1) \cdot \tan 32^\circ = 29,49$$

Os fatores de forma S_c , S_q e S_γ foram obtidos através da TABELA 5. Por se tratar de uma estaca, onde a área de aplicação dos esforços possui uma das dimensões muito maior que a outra, os fatores de carga adotados são os equivalentes a uma sapata corrida, sendo, portanto, todos equivalentes a 1,0. Aplicando os valores nas equações 12 e 13, adotando um valor de 40 para o coeficiente C, tem-se:

$$A_s = 40 \cdot (23,8 \cdot 35,02 \cdot 1,0 + 0,5 \cdot 15,8 \cdot 0,1 \cdot 29,49 \cdot 1,0) = 34269,33 \text{ kN/m}^3$$

$$B_s = 40 \cdot (15,8 \cdot 22,75 \cdot 1,0) \cdot \frac{z^1}{z^1} = 4,85 \cdot 10^{-284} \approx 0 \text{ kN/m}^3$$

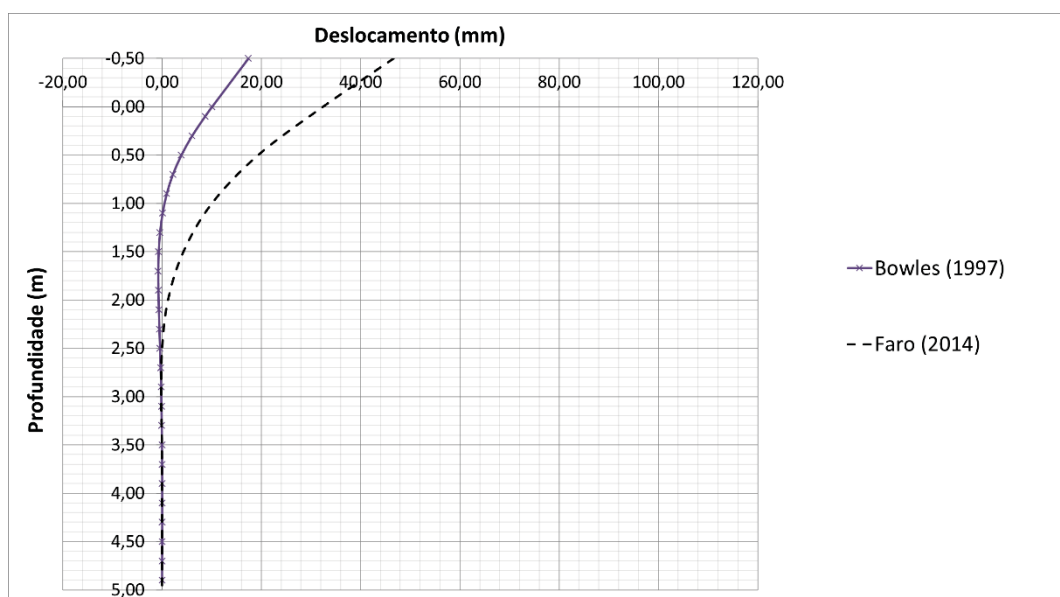
Sendo assim, o valor do coeficiente k_h , obtido através da EQUAÇÃO 7, é equivalente à parcela da constante A_s . A TABELA 16 apresenta um resumo dos resultados encontrados na modelagem a partir do coeficiente encontrado pelo método de Bowles (1997), e a FIGURA 53 mostra um comparativo entre os deslocamentos encontrados na modelagem e os encontrados no ensaio de Faro (2014).

TABELA 16 – TABELA RESUMO MÉTODO DE BOWLES

Profundidade (m)	k_h (MN/m ³)	K (kN/m)	y (mm)	M (kN.m)
-0,50	-	-	17,42	0,00
0,00	-	-	10,09	0,00
0,10	34,27	694,98	8,68	2,40
0,30	34,27	694,98	6,07	3,60
0,50	34,27	694,98	3,90	3,90
0,70	34,27	694,98	2,19	3,80
0,90	34,27	694,98	0,95	3,30
1,10	34,27	694,98	0,12	2,60
1,30	34,27	694,98	-0,40	2,00
1,50	34,27	694,98	-0,68	1,40
1,70	34,27	694,98	-0,76	0,90
1,90	34,27	694,98	-0,73	0,50
2,10	34,27	694,98	-0,65	0,20
2,30	34,27	694,98	-0,53	0,00
2,50	34,27	694,98	-0,40	-0,10
2,70	34,27	694,98	-0,29	-0,10
2,90	34,27	694,98	-0,19	-0,20
3,10	34,27	694,98	-0,12	-0,20
3,30	34,27	694,98	-0,06	-0,10
3,50	34,27	694,98	-0,01	-0,10
3,70	34,27	694,98	0,01	-0,10
3,90	34,27	694,98	0,03	-0,10
4,10	34,27	694,98	0,03	0,00
4,30	34,27	694,98	0,03	0,00
4,50	34,27	694,98	0,03	0,00
4,70	34,27	694,98	0,01	0,00
4,90	34,27	694,98	0,00	0,00

FONTE: O AUTOR (2018)

FIGURA 53 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE BOWLES COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)



FONTE: O AUTOR (2018)

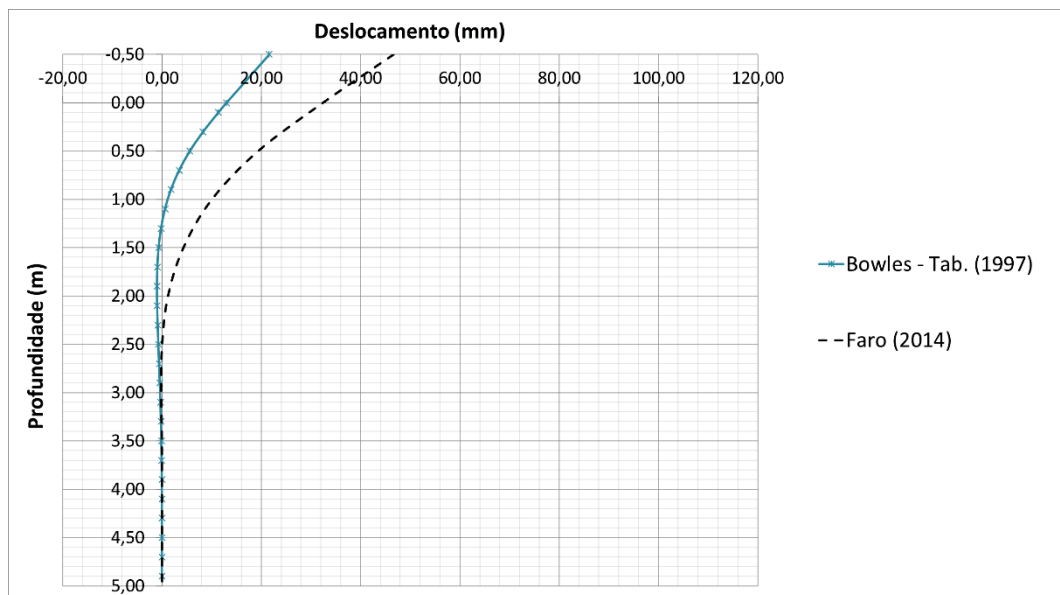
Além dessa metodologia baseada na capacidade de carga do solo, Bowles (1997) também propõe a utilização de valores fixos mostrados na TABELA 6. Partindo dos ensaios de placa realizados por Dalla Rosa *et al.* (2004a, 2004b), onde foi encontrada uma tensão de ruptura de 120 kPa, podemos enquadrar o solo em questão como uma argila com tensão última menor que 200 kPa, tendo um valor sugerido de 24000 kN/m³ para o k_h . A TABELA 17 apresenta os resultados encontrados a partir da adoção desse valor sugerido e a FIGURA 54 apresenta uma comparação dos deslocamentos do modelo com os deslocamentos reais.

TABELA 17 – TABELA RESUMO MÉTODO TABELADO DE BOWLES

Profundidade (m)	k_h (MN/m ³)	K (kN/m)	y (mm)	M (kN.m)
-0,50	-	-	21,60	0,00
0,00	-	-	12,99	0,00
0,10	24,00	486,72	11,36	2,40
0,30	24,00	486,72	8,28	3,70
0,50	24,00	486,72	5,61	4,20
0,70	24,00	486,72	3,45	4,10
0,90	24,00	486,72	1,81	3,70
1,10	24,00	486,72	0,62	3,20
1,30	24,00	486,72	-0,16	2,50
1,50	24,00	486,72	-0,66	1,90
1,70	24,00	486,72	-0,90	1,40
1,90	24,00	486,72	-0,99	0,90
2,10	24,00	486,72	-0,95	0,50
2,30	24,00	486,72	-0,84	0,30
2,50	24,00	486,72	-0,70	0,10
2,70	24,00	486,72	-0,55	-0,10
2,90	24,00	486,72	-0,41	-0,10
3,10	24,00	486,72	-0,29	-0,20
3,30	24,00	486,72	-0,18	-0,20
3,50	24,00	486,72	-0,10	-0,20
3,70	24,00	486,72	-0,04	-0,20
3,90	24,00	486,72	0,00	-0,10
4,10	24,00	486,72	0,02	-0,10
4,30	24,00	486,72	0,02	-0,10
4,50	24,00	486,72	0,02	-0,10
4,70	24,00	486,72	0,02	0,00
4,90	24,00	486,72	0,00	0,00

FONTE: O AUTOR (2018)

FIGURA 54 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO TABELADO DE BOWLES COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)



FONTE: O AUTOR (2018)

5.2.5 Método de Leoni

Leoni (s.d.) propõe um método baseado basicamente numa simples relação entre o módulo de elasticidade do solo E_s e o diâmetro da estaca D . No caso estudado, o módulo de elasticidade foi determinado através dos ensaios DMT realizados por Faro (2014), adotando um coeficiente de Poisson equivalente a 0,25, e então aplicados à EQUAÇÃO 16 para determinação do coeficiente k_h .

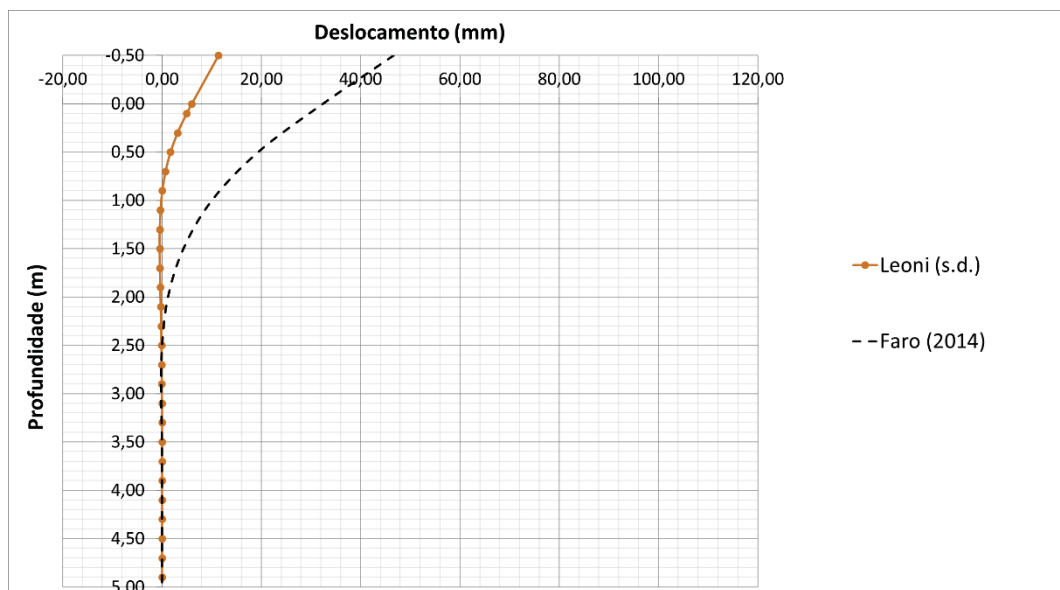
A TABELA 18 mostra os valores de módulo de elasticidade adotados para o cálculo do coeficiente k_h , juntamente com os resultados de deslocamentos e momentos fletores encontrados no modelo e a FIGURA 55 mostra uma comparação dos resultados encontrados na modelagem com os resultados encontrados nos ensaios de Faro (2014).

TABELA 18 - TABELA RESUMO MÉTODO DE LEONI

Profundidade (m)	E_s (MN/m ²)	k_h (MN/m ³)	K (kN/m)	y (mm)	M (kN.m)
-0,50	-	-	-	11,36	0,00
0,00	-	-	-	5,99	0,00
0,10	7,00	69,33	1406,02	4,96	2,40
0,30	7,50	74,23	1505,47	3,13	3,40
0,50	8,03	79,48	1611,78	1,71	3,50
0,70	6,63	65,61	1330,57	0,70	3,00
0,90	5,93	58,68	1189,97	0,06	2,30
1,10	6,93	68,65	1392,30	-0,30	1,60
1,30	8,15	80,66	1635,78	-0,46	1,00
1,50	7,79	77,11	1563,77	-0,48	0,60
1,70	5,77	57,16	1159,11	-0,43	0,30
1,90	5,43	53,77	1090,52	-0,35	0,10
2,10	6,20	61,38	1244,84	-0,27	-0,10
2,30	6,25	61,89	1255,13	-0,18	-0,10
2,50	6,03	59,69	1210,55	-0,11	-0,10
2,70	4,82	47,69	967,07	-0,06	-0,10
2,90	5,31	52,59	1066,52	-0,03	-0,10
3,10	9,55	94,53	1916,98	-0,01	-0,10
3,30	12,62	124,96	2534,26	0,01	-0,10
3,50	15,70	155,40	3151,54	0,01	0,00
3,70	15,97	158,11	3206,40	0,01	0,00
3,90	12,11	119,89	2431,38	0,01	0,00
4,10	9,65	95,54	1937,56	0,01	0,00
4,30	9,22	91,31	1851,83	0,01	0,00
4,50	9,79	96,89	1964,99	0,01	0,00
4,70	10,73	106,19	2153,61	0,00	0,00
4,90	10,25	101,46	2057,59	0,00	0,00

FONTE: O AUTOR (2018)

FIGURA 55 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE LEONI COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)



FONTE: O AUTOR (2018)

5.2.6 Método de Vésic

Assim como Leoni (s.d.), Vésic (1961) também propõe uma metodologia para determinação do k_h baseada no módulo de elasticidade do solo. Além disso, ele também relaciona esse coeficiente com a rigidez da estaca solicitada e com o coeficiente de Poisson do solo.

Para o caso estudado, o coeficiente de Poisson foi considerado equivalente a 0,25, o módulo de elasticidade da estaca foi considerado como sendo equivalente a 200 GPa, e a inércia foi calculada seguindo a equação:

$$I = \frac{\left(\frac{0,101}{2}\right)^4 \cdot \pi}{4} - \frac{\left(\frac{0,092}{2}\right)^4 \cdot \pi}{4} = 1,5914 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

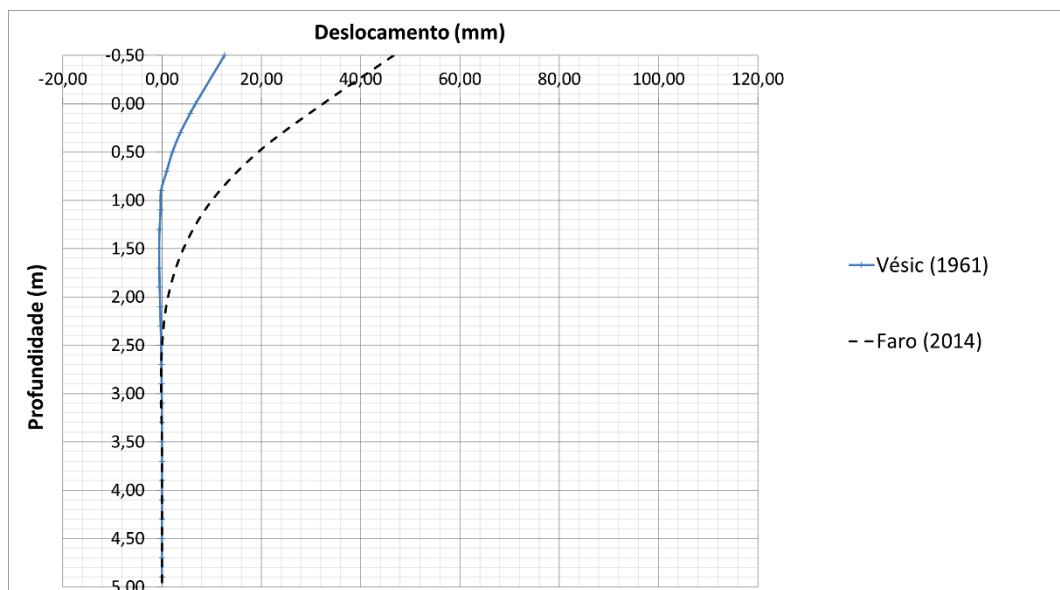
Para a determinação seguindo o método de Vésic também foram usados os valores de módulo de elasticidade do solo E_s determinados através dos ensaios DMT realizados por Faro (2014). Sendo assim, os valores de coeficiente foram calculados através da EQUAÇÃO 17, multiplicados por 2 como sugerido por Vésic (1961) para consideração dos dois lados de solo agindo sobre a estaca, e são apresentados na TABELA 19 juntamente com os resultados de deslocamentos e momentos fletores encontrados pela aplicação desses valores no modelo. Além disso, a FIGURA 56 permite visualizar uma comparação entre esses deslocamentos encontrados com os deslocamentos reais encontrados por Faro (2014).

TABELA 19 - TABELA RESUMO MÉTODO DE VÉSIC

Profundidade (m)	E_s (MN/m ²)	k_h (MN/m ³)	K (kN/m)	y (mm)	M (kN.m)
-0,50	-	-	-	12,58	0,00
0,00	-	-	-	6,74	0,00
0,10	7,00	57,93	1174,73	5,68	2,40
0,30	7,50	62,38	1265,00	3,68	3,50
0,50	8,03	67,16	1362,05	2,10	3,60
0,70	6,63	54,57	1106,60	0,95	3,20
0,90	5,93	48,35	980,50	-0,18	2,50
1,10	6,93	57,31	1162,32	-0,27	1,80
1,30	8,15	68,25	1384,04	-0,48	1,20
1,50	7,79	65,00	1318,16	-0,55	0,70
1,70	5,77	46,99	952,98	-0,52	0,40
1,90	5,43	43,99	892,04	-0,45	0,10
2,10	6,20	50,77	1029,57	-0,35	0,00
2,30	6,25	51,22	1038,79	-0,25	-0,10
2,50	6,03	49,25	998,88	-0,17	-0,10
2,70	4,82	38,62	783,17	-0,10	-0,10
2,90	5,31	42,94	870,79	-0,06	-0,10
3,10	9,55	81,04	1643,56	-0,02	-0,10
3,30	12,62	109,66	2223,92	0,00	-0,10
3,50	15,70	138,87	2816,31	0,01	-0,10
3,70	15,97	141,49	2869,47	0,01	0,00
3,90	12,11	104,85	2126,29	0,01	0,00
4,10	9,65	81,99	1662,68	0,01	0,00
4,30	9,22	78,06	1583,12	0,01	0,00
4,50	9,79	83,24	1688,20	0,01	0,00
4,70	10,73	91,93	1864,42	0,01	0,00
4,90	10,25	87,50	1774,54	0,00	0,00

FONTE: O AUTOR (2018)

FIGURA 56 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE VÉSIC COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)



FONTE: O AUTOR (2018)

5.2.7 Método de Broms

Assim como a metodologia de Vésic (1961), o método proposto por Broms (1964) também parte de uma relação do coeficiente k_h com a rigidez da estaca solicitada.

Para encontrar o valor do módulo K_0 a se aplicar na EQUAÇÃO 19, foi estipulado um valor para o coeficiente α calculado pela EQUAÇÃO 21 a partir de valores de n_1 e n_2 encontrados pelas TABELA 7 e TABELA 8. Levando em consideração os ensaios de placa realizados por Dalla Rosa *et al.* (2004a, 2004b), onde foi encontrada uma tensão de ruptura de 120 kPa, e considerando o fato de que o tubo de inclinômetro ensaiado é de aço carbono, definiu-se valores de 0,32 e 1,0 para n_1 e n_2 , respectivamente. Importante ressaltar que, para a aplicação dessa metodologia, é necessário converter as unidades de medida para pés e as unidades de carga para toneladas. Aplicando as EQUAÇÕES 21, 20 e 19, tem-se:

$$\alpha = 0,32 \cdot 1,0 = 0,32$$

$$0,4 = 0,52 \cdot \sqrt[12]{\frac{K_0 \cdot 0,3327^4}{1,8940 \cdot 10^6 \cdot 1,8439 \cdot 10^{-4}}} \rightarrow K_0 = 84,10 \text{ ton/ft}^2$$

$$k_h = \frac{0,32 \cdot 84,10}{0,3327} = 80,90 \text{ ton/ft}^3 \rightarrow k_h = 25423,99 \text{ kN/m}^3$$

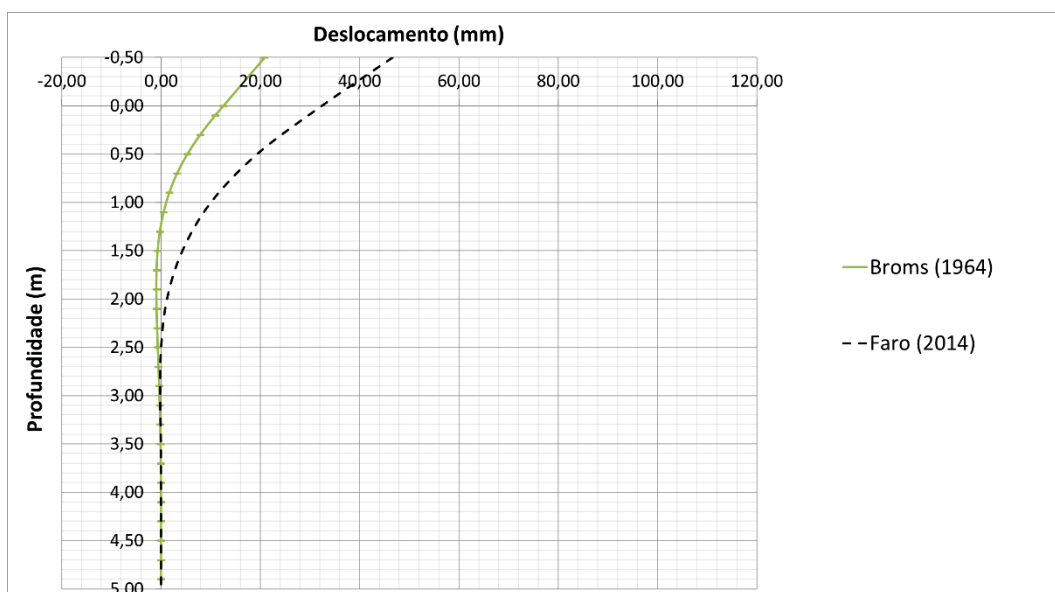
Com esse valor em mãos, é possível aplica-lo ao modelo, onde os resultados obtidos são apresentados na TABELA 20 e os deslocamentos podem ser visualizados através da FIGURA 57 em uma comparação com os resultados encontrados no ensaio de Faro (2014).

TABELA 20 - TABELA RESUMO MÉTODO DE BROMS

Profundidade (m)	k_h (MN/m ³)	K (kN/m)	y (mm)	M (kN.m)
-0,50	-	-	20,86	0,00
0,00	-	-	12,56	0,00
0,10	25,42	515,60	10,88	2,40
0,30	25,42	515,60	7,87	3,70
0,50	25,42	515,60	5,29	4,10
0,70	25,42	515,60	3,22	4,10
0,90	25,42	515,60	1,65	3,70
1,10	25,42	515,60	0,52	3,10
1,30	25,42	515,60	-0,23	2,40
1,50	25,42	515,60	-0,68	1,80
1,70	25,42	515,60	-0,89	1,30
1,90	25,42	515,60	-0,93	0,80
2,10	25,42	515,60	-0,89	0,50
2,30	25,42	515,60	-0,78	0,20
2,50	25,42	515,60	-0,64	0,00
2,70	25,42	515,60	-0,50	-0,10
2,90	25,42	515,60	-0,37	-0,20
3,10	25,42	515,60	-0,25	-0,20
3,30	25,42	515,60	-0,16	-0,20
3,50	25,42	515,60	-0,08	-0,20
3,70	25,42	515,60	-0,04	-0,10
3,90	25,42	515,60	0,00	-0,10
4,10	25,42	515,60	0,02	-0,10
4,30	25,42	515,60	0,02	-0,10
4,50	25,42	515,60	0,02	0,00
4,70	25,42	515,60	0,02	0,00
4,90	25,42	515,60	0,00	0,00

FONTE: O AUTOR (2018)

FIGURA 57 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE BROMS COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)



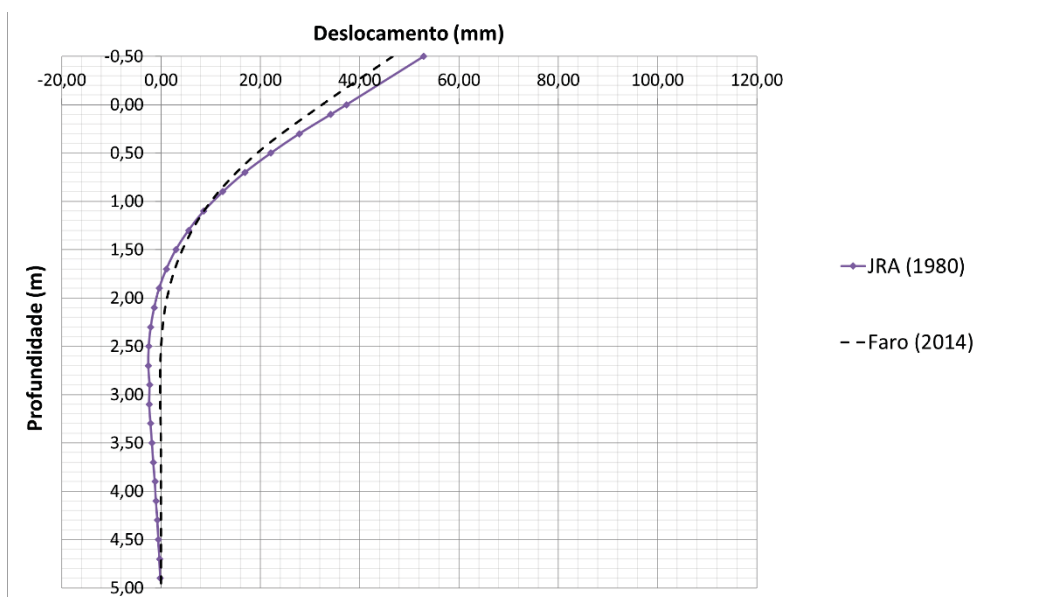
FONTE: O AUTOR (2018)

5.2.8 Método da *Specifications For Highway Bridges*

Seguindo o proposto pela *Specifications for Highway Bridges* (JRA, 1980 *apud* HONJO *et al.*, 2005) para o caso de fundações em estacas, é possível determinar o valor de k_h através da EQUAÇÃO 23. Novamente se faz necessário a utilização de um valor para o módulo de elasticidade do solo, e , a fim de seguir uma certa padronização para a obtenção dos resultados entre os diversos métodos, também foram utilizados os valores obtidos através do ensaio DMT. Tendo isso em vista, consultou-se a TABELA 10 para verificação do valor de α_p , definindo que esse valor pode ser considerado como equivalente a 0,8.

Para a aplicação desse método, é necessária a conversão dos valores de carga para kgf e de medidas para cm. Definidos os valores de E_s e α_p , sabendo que o deslocamento y encontrado na superfície do tubo ensaiado foi de 3,2 cm, aplica-se a EQUAÇÃO 23 para cada profundidade e obtém-se então os valores apresentados na TABELA 21. A comparação dos deslocamentos encontrados com os deslocamentos reais encontrados por Faro (2014) pode ser visualizada na FIGURA 58.

FIGURA 58 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DA *SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES* COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)



FONTE: O AUTOR (2018)

TABELA 21 - TABELA RESUMO MÉTODO DE JRA

Profundidade (m)	E_s (kgf/cm ²)	k_h (MN/m ³)	K (kN/m)	y (mm)	M (kN.m)
-0,50	-	-	-	52,90	0,00
0,00	-	-	-	37,35	0,00
0,10	0,07	5,42	109,93	34,20	2,40
0,30	0,08	5,80	117,71	27,87	4,00
0,50	0,08	6,21	126,02	22,14	5,00
0,70	0,07	5,13	104,03	16,92	5,50
0,90	0,06	4,59	93,04	12,47	5,60
1,10	0,07	5,37	108,86	8,64	5,40
1,30	0,08	6,31	127,90	5,55	5,10
1,50	0,08	6,03	122,27	3,03	4,60
1,70	0,06	4,47	90,63	1,10	4,00
1,90	0,06	4,20	85,26	-0,35	3,50
2,10	0,06	4,80	97,33	-1,34	2,90
2,30	0,06	4,84	98,13	-2,04	2,40
2,50	0,06	4,67	94,65	-2,43	1,90
2,70	0,05	3,73	75,61	-2,51	1,40
2,90	0,05	4,11	83,39	-2,28	1,00
3,10	0,10	7,39	149,88	-2,34	0,60
3,30	0,13	9,77	198,14	-2,07	0,30
3,50	0,16	12,15	246,41	-1,79	0,10
3,70	0,16	12,36	250,70	-1,52	-0,10
3,90	0,12	9,37	190,10	-1,21	-0,20
4,10	0,10	7,47	151,49	-0,99	-0,20
4,30	0,09	7,14	144,79	-0,69	-0,20
4,50	0,10	7,58	153,64	-0,52	-0,10
4,70	0,11	8,30	168,38	-0,30	-0,10
4,90	0,10	7,93	160,88	-0,12	0,00

FONTE: O AUTOR (2018)

5.2.9 Método de Poulos e Davis

Assim como Davisson (1970), o método sugerido por Poulos e Davis (1980 *apud* HADAR *et al.*, 2009) também toma o valor da resistência não-drenada s_u como referência para a determinação do coeficiente k_h . Esta determinação dá-se basicamente pela aplicação da EQUAÇÃO 26, onde se faz necessário definir os valores de s_u e κ previamente.

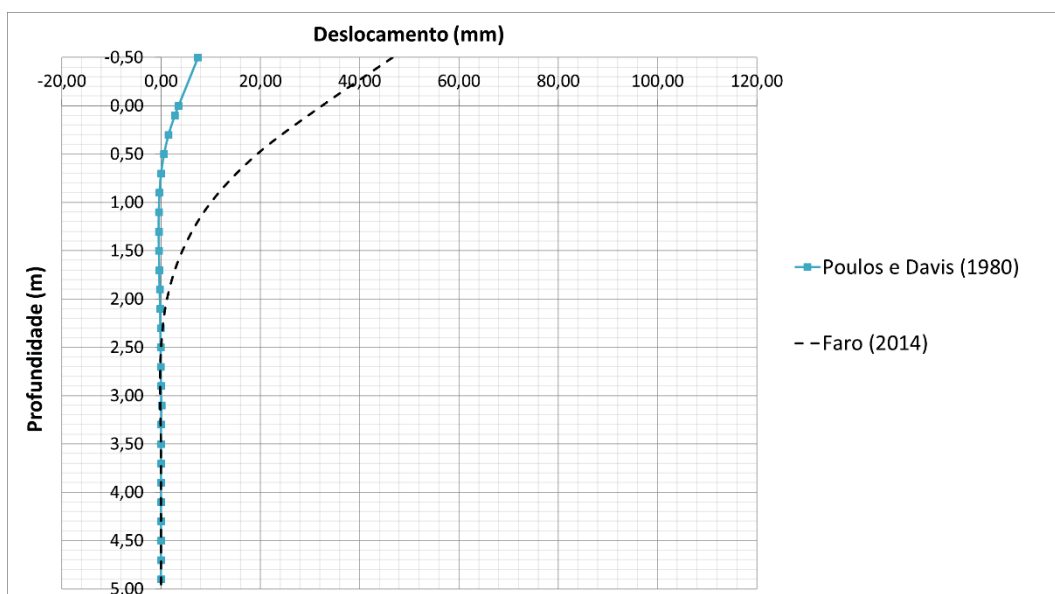
Para a definição dos valores de s_u , novamente foram tomados como base os resultados encontrados nos ensaios DMT. Já para o valor de κ , foi adotado um valor equivalente a 200, assim como o proposto no trabalho de Hadar *et al.* (2009). Com isso, são apresentados na TABELA 22 os valores de s_u utilizados, juntamente com os resultados encontrados no modelo. Os deslocamentos encontrados no modelo são então comparados com os resultados encontrados por Faro (2014) na FIGURA 59.

TABELA 22 - TABELA RESUMO MÉTODO DE POULOS E DAVIS

Profundidade (m)	Su (kPa)	kh (MN/m ³)	K (kN/m)	y (mm)	M (kN.m)
-0,50	-	-	-	7,44	0,00
0,00	-	-	-	3,53	0,00
0,10	81,40	161,19	3268,92	2,78	2,40
0,30	73,22	144,99	2940,39	1,52	3,00
0,50	59,57	117,96	2392,29	0,61	2,70
0,70	51,13	101,24	2053,17	0,02	2,10
0,90	37,85	74,96	1520,11	-0,30	1,50
1,10	25,43	50,35	1021,10	-0,44	1,00
1,30	31,93	63,23	1282,33	-0,47	0,50
1,50	38,40	76,04	1542,08	-0,42	0,20
1,70	28,65	56,74	1150,73	-0,34	0,00
1,90	21,90	43,37	879,60	-0,26	-0,10
2,10	22,22	43,99	892,22	-0,18	-0,10
2,30	26,88	53,23	1079,41	-0,11	-0,10
2,50	27,69	54,84	1112,06	-0,06	-0,10
2,70	25,87	51,22	1038,78	-0,03	-0,10
2,90	34,20	67,73	1373,54	-0,01	-0,10
3,10	31,19	61,75	1252,35	0,08	-0,10
3,30	58,29	115,42	2340,72	0,01	0,00
3,50	73,56	145,67	2954,12	0,01	0,00
3,70	50,28	99,56	2018,99	0,01	0,00
3,90	43,84	86,82	1760,72	0,01	0,00
4,10	34,95	69,20	1403,36	0,01	0,00
4,30	32,46	64,27	1303,44	0,01	0,00
4,50	37,45	74,15	1503,74	0,00	0,00
4,70	43,81	86,75	1759,32	0,00	0,00
4,90	39,50	78,23	1586,45	0,00	0,00

FONTE: O AUTOR (2018)

FIGURA 59 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE POULOS E DAVIS COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)



FONTE: O AUTOR (2018)

5.2.10 Método de Matlock

O método de Matlock (1970) consiste em um método baseado na formação de curvas p - y , portanto, para cada profundidade deve ser idealizada uma equação para definição de um módulo. Combinando a EQUAÇÃO 39 com a EQUAÇÃO 27, é possível elaborar a EQUAÇÃO 41 para uma definição direta de k_h :

$$k_h = \frac{p}{y} = \frac{p_u \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{y}{y_{50}}\right)^{1/3}}{y} \quad (41)$$

Onde p_u pode ser encontrado através da combinação da EQUAÇÃO 30 com a EQUAÇÃO 31, e y_{50} pode ser encontrado pela relação $2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot D$. Para o caso em questão, por se tratar de uma argila rija, foi definido um valor de 0,010 para o ε_{50} , seguindo recomendações de Matlock (1970), encontrando portanto um valor de 0,0025 m para o deslocamento de referência y_{50} .

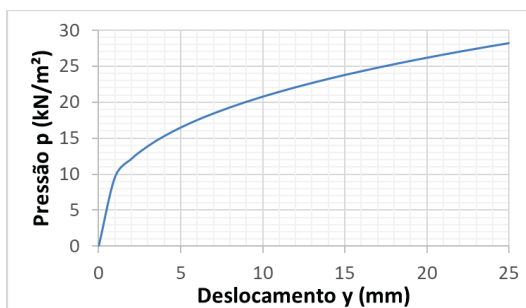
Para possibilitar a aplicação da EQUAÇÃO 30, é necessário definir valores para a resistência não-drenada do solo (s_u), o peso específico efetivo do solo (γ'), e de um parâmetro empírico (J). Os valores de s_u utilizados foram os encontrados através do ensaio DMT, o peso específico considerado foi o mesmo encontrado por Donato (2005) de 15,8 kN/m³, e o valor de J foi adotado como sendo 0,25 por se tratar de uma argila rija.

O método de Matlock se diferencia dos demais já apresentados por se tratar de um método baseados no desenvolvimento de curvas p - y . Sendo assim, é necessário definir um critério para a definição de um valor de k_h a ser aplicado no modelo. Para isso, foi decidido adotar o módulo secante obtido a um deslocamento y de 10 mm na curva p - y para o desenvolvimento do modelo. Este valor foi definido a partir da observação da média dos deslocamentos (9,52 mm) encontrados pelo tubo ensaiado por Faro. A FIGURA 60 apresenta um exemplo de curva p - y obtida pelo método de Matlock a uma profundidade de 50 cm da superfície do terreno.

Com os valores de todos os parâmetros definidos, analisando o coeficiente k_h obtido a um deslocamento y de 10 mm aplicado na EQUAÇÃO 41 desenvolvida, torna-se possível a aplicação do método a um modelo. A TABELA 23 apresenta um resumo do processo de cálculo para a obtenção do valor de k_h , juntamente com os resultados

obtidos na aplicação do modelo, e a FIGURA 61 apresenta uma comparação dos deslocamentos encontrados no modelo e no ensaio de Faro (2014).

FIGURA 60 – CURVA p - y PELO MÉTODO DE MATLOCK A UMA PROFUNDIDADE DE 50 cm



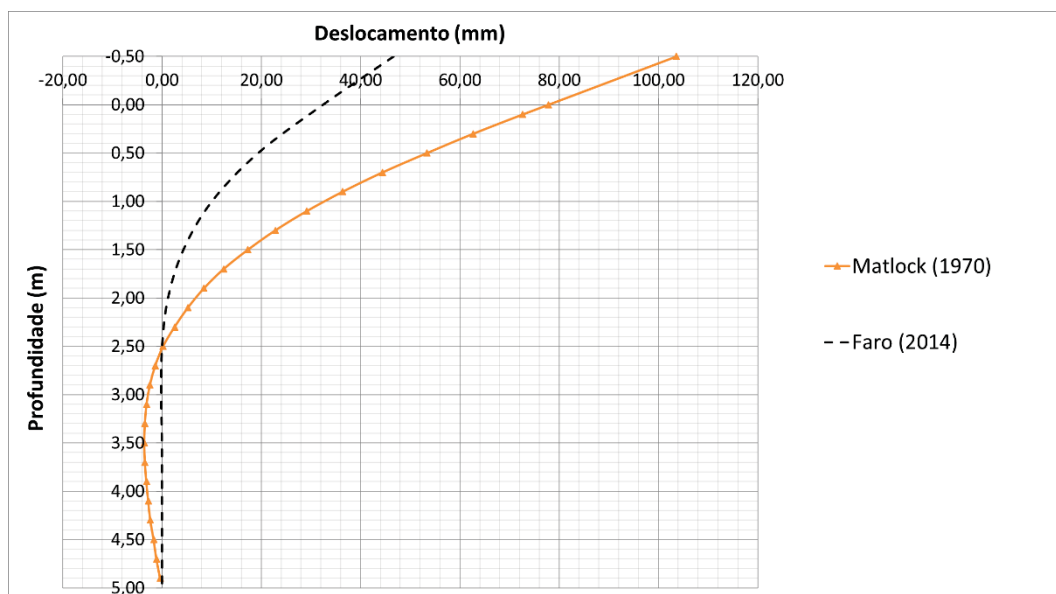
FONTE: O AUTOR (2018)

TABELA 23 - TABELA RESUMO MÉTODO DE MATLOCK

Profundidade (m)	S_u (kPa)	N_c	p_u (kPa)	k_h (MN/m ³)	K (kN/m)	y (mm)	M (kN.m)
-0,50	-	-	-	-	-	103,60	0,00
0,00	-	-	-	-	-	77,80	0,00
0,10	81,40	3,27	26,86	2,12	43,09	72,64	2,40
0,30	73,22	3,81	28,16	2,23	45,17	62,65	4,20
0,50	59,57	4,37	26,29	2,08	42,18	53,34	5,40
0,70	51,13	4,95	25,56	2,02	41,00	44,39	6,10
0,90	37,85	5,60	21,42	1,69	34,37	36,37	6,50
1,10	25,43	6,41	16,45	1,30	26,39	29,17	6,70
1,30	31,93	6,86	22,13	1,75	35,50	22,82	6,70
1,50	38,40	7,33	28,43	2,25	45,61	17,32	6,50
1,70	28,65	8,15	23,57	1,86	37,82	12,43	6,10
1,90	21,90	9,00	19,91	1,58	31,94	8,45	5,70
2,10	22,22	9,00	20,20	1,60	32,40	5,25	5,20
2,30	26,88	9,00	24,43	1,93	39,20	2,55	4,70
2,50	27,69	9,00	25,17	1,99	40,38	0,25	4,20
2,70	25,87	9,00	23,51	1,86	37,72	-1,33	3,70
2,90	34,20	9,00	31,09	2,46	49,88	-2,41	3,10
3,10	31,19	9,00	28,35	2,24	45,48	-3,08	2,60
3,30	58,29	9,00	52,98	4,19	85,00	-3,41	2,20
3,50	73,56	9,00	66,87	5,29	107,28	-3,54	1,70
3,70	50,28	9,00	45,70	3,62	73,32	-3,41	1,40
3,90	43,84	9,00	39,85	3,15	63,94	-3,13	1,10
4,10	34,95	9,00	31,77	2,51	50,96	-2,75	0,90
4,30	32,46	9,00	29,50	2,33	47,33	-2,32	0,60
4,50	37,45	9,00	34,04	2,69	54,61	-1,65	0,40
4,70	43,81	9,00	39,82	3,15	63,89	-1,10	0,30
4,90	39,50	9,00	35,91	2,84	57,61	-0,35	0,10

FONTE: O AUTOR (2018)

FIGURA 61 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE MATLOCK COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)



FONTE: O AUTOR (2018)

5.2.11 Método de Dunnavant e O'Neil

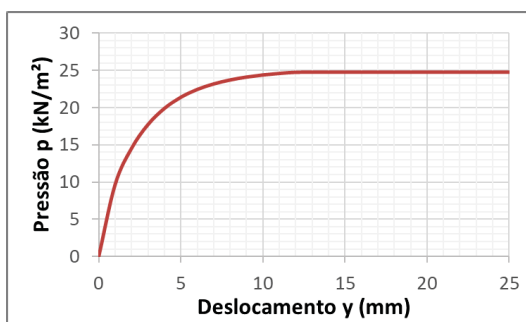
Assim como o método de Matlock, o método proposto por Dunnavant e O'Neil também se baseia na formação de uma curva p - y para a obtenção de um valor de k_h . Novamente, é possível a elaboração de uma equação direta para a determinação de um coeficiente de reação a um determinado nível de deslocamento. Essa equação pode ser formada através da combinação da EQUAÇÃO 39 com a EQUAÇÃO 32, resultando na EQUAÇÃO 42 apresentada a seguir:

$$k_h = \frac{p}{y} = \frac{p_u \cdot 1,02 \cdot \tanh \left[0,537 \cdot \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0,7} \right]}{y} \quad (42)$$

O valor de p_u é calculado utilizando a EQUAÇÃO 29 em conjunto com a EQUAÇÃO 34, e o deslocamento referência y_{50} é obtido através da aplicação direta da EQUAÇÃO 33. Para a aplicação deste método, também foram obtidos os valores da resistência média s_{ua} e de módulo de elasticidade E_s a partir dos ensaios DMT considerando coeficiente de Poisson de 0,25, o peso específico considerado foi de 15,8 kN/m³, e o valor de ϵ_{50} novamente foi adotado como sendo equivalente a 0,010.

A FIGURA 62 representa uma curva p - y obtida pelo método de Dunnavant e O'Neil para uma profundidade de 50 cm.

FIGURA 62 - CURVA p - y PELO MÉTODO DE DUNNAVANT E O'NEIL A UMA PROFUNDIDADE DE 50 cm



FONTE: O AUTOR (2018)

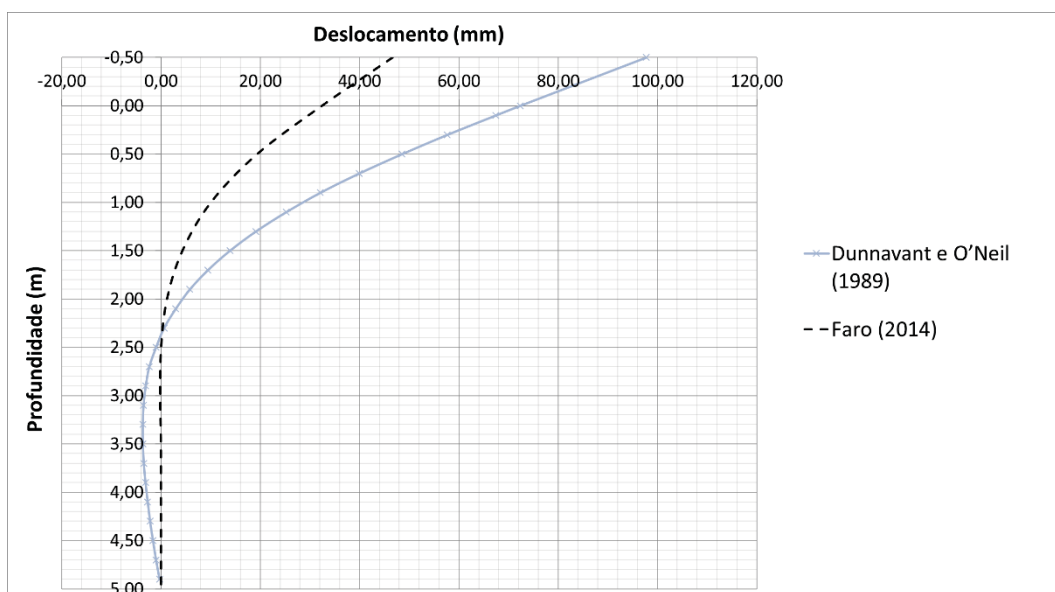
Por uma padronização entre os métodos, também foi obtido o coeficiente k_h para um deslocamento y de 10 mm, assim como realizado na aplicação do método de Matlock. Sendo assim, é possível então calcular um coeficiente k_h para cada profundidade e aplicar os resultados a um modelo. A TABELA 24 apresenta um resumo do processo de cálculo realizado, juntamente com os valores de deslocamentos e momentos fletores encontrados na aplicação do método a um modelo, e a FIGURA 63 apresenta uma comparação dos deslocamentos encontrados no modelo e no ensaio de Faro (2014).

TABELA 24 - TABELA RESUMO MÉTODO DE DUNNAVANT E O'NEIL

Prof. (m)	E _s (kPa)	S _u (kPa)	S _{ua} (kPa)	N _c	K _r	y ₅₀ (m)	p _u (kPa)	k _h (MN/m ³)	K (kN/m)	y (mm)	M (kN.m)
-0,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	97,76	0,00
0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	72,34	0,00
0,10	7,00	81,40	81,40	2,42	0,00190	0,00153	19,86	1,95	39,60	67,42	2,40
0,30	7,50	73,22	77,31	3,25	0,00192	0,00152	24,06	2,37	48,01	57,69	4,30
0,50	8,03	59,57	71,40	4,11	0,00194	0,00150	24,75	2,44	49,43	48,55	5,60
0,70	6,63	51,13	66,33	4,99	0,00189	0,00154	25,76	2,53	51,33	39,94	6,40
0,90	5,93	37,85	60,63	5,94	0,00186	0,00156	22,71	2,23	45,19	32,09	6,80
1,10	6,93	25,43	54,77	7,04	0,00190	0,00153	18,08	1,78	36,05	25,24	7,00
1,30	8,15	31,93	51,50	7,79	0,00194	0,00150	25,13	2,48	50,21	19,12	6,90
1,50	7,79	38,40	49,87	8,56	0,00193	0,00151	33,19	3,27	66,28	13,88	6,70
1,70	5,77	28,65	47,51	9,00	0,00185	0,00157	26,05	2,55	51,81	9,46	6,20
1,90	5,43	21,90	44,95	9,00	0,00183	0,00158	19,91	1,95	39,57	5,81	5,70
2,10	6,20	22,22	42,88	9,00	0,00187	0,00155	20,20	1,98	40,21	2,98	5,10
2,30	6,25	26,88	41,55	9,00	0,00187	0,00155	24,43	2,40	48,65	0,62	4,60
2,50	6,03	27,69	40,48	9,00	0,00186	0,00156	25,17	2,47	50,10	-1,00	4,00
2,70	4,82	25,87	39,44	9,00	0,00180	0,00160	23,51	2,30	46,65	-2,36	3,40
2,90	5,31	34,20	39,09	9,00	0,00183	0,00158	31,09	3,05	61,77	-3,08	2,80
3,10	9,55	31,19	38,60	9,00	0,00199	0,00147	28,35	2,80	56,75	-3,52	2,30
3,30	12,62	58,29	39,75	9,00	0,00207	0,00142	52,98	5,25	106,40	-3,67	1,80
3,50	15,70	73,56	41,63	9,00	0,00214	0,00138	66,87	6,64	134,60	-3,64	1,40
3,70	15,97	50,28	42,09	9,00	0,00214	0,00138	45,70	4,54	92,01	-3,48	1,00
3,90	12,11	43,84	42,18	9,00	0,00206	0,00143	39,85	3,94	80,00	-3,13	0,80
4,10	9,65	34,95	41,83	9,00	0,00199	0,00147	31,77	3,14	63,60	-2,67	0,60
4,30	9,22	32,46	41,40	9,00	0,00198	0,00148	29,50	2,91	59,04	-2,20	0,40
4,50	9,79	37,45	41,23	9,00	0,00200	0,00147	34,04	3,36	68,16	-1,61	0,30
4,70	10,73	43,81	41,34	9,00	0,00202	0,00145	39,82	3,94	79,83	-1,00	0,20
4,90	10,25	39,50	41,27	9,00	0,00201	0,00146	35,91	3,55	71,94	-0,28	0,10

FONTE: O AUTOR (2018)

FIGURA 63 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE DUNNAVANT E O'NEIL COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)



FONTE: O AUTOR (2018)

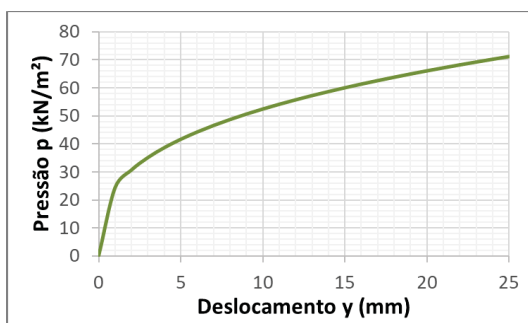
5.2.12 Método de Kim

A resolução do modelo através do método de Kim (2015), assim como os métodos de Matlock e Dunnavant e O'Neil, dá-se através da confecção de curvas p - y . Sendo assim, foi novamente elaborada uma equação para determinação direta de k_h , sendo dessa vez baseado na combinação das EQUAÇÕES 37 e 39. A combinação dessas equações resulta na EQUAÇÃO 43:

$$k_h = \frac{p}{y} = \frac{0,368 \cdot \left(\frac{N_c}{N_e}\right) \cdot q_e \cdot \left(\frac{y \cdot D^2}{\varepsilon_{CPT}}\right)^{1/3}}{y} \quad (43)$$

Sendo N_c determinado através da EQUAÇÃO 30, N_e definido como 16, e ε_{CPT} calculado pela EQUAÇÃO 38. Diferentemente de todos os outros métodos apresentados até aqui, o método proposto por Kim (2015) foi baseado em resultados obtidos através de ensaios CPT. Portanto, os valores de s_u utilizados foram os encontrados a partir da aplicação da EQUAÇÃO 36 nos resultados de resistência à penetração encontrados no ensaio CPT realizado por Faro (2014). Assim como no método de Matlock, o peso específico considerado foi de 15,8 kN/m³ e o valor de J foi adotado como sendo 0,25.

FIGURA 64 - CURVA p - y PELO MÉTODO DE KIM A UMA PROFUNDIDADE DE 50 cm



FONTE: O AUTOR (2018)

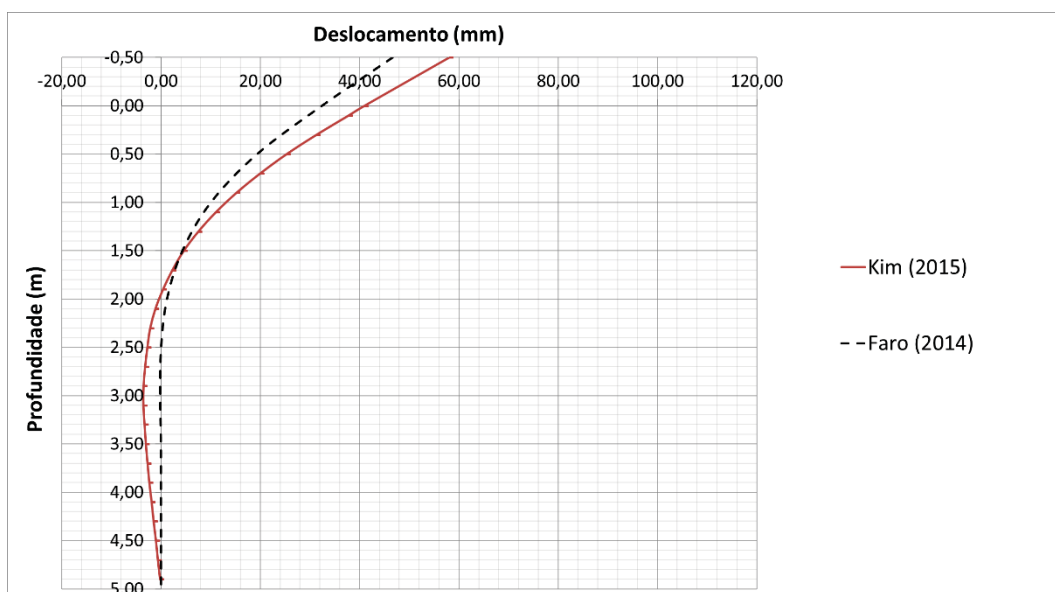
A TABELA 25 apresenta um resumo dos cálculos realizados no desenvolvimento do método, juntamente com os resultados encontrados na elaboração do modelo. A FIGURA 65 apresenta uma comparação dos deslocamentos encontrados no modelo com os deslocamentos encontrados no ensaio de Faro (2014).

TABELA 25 - TABELA RESUMO MÉTODO DE KIM

Prof. (m)	qt (kPa)	su (kPa)	Nc	εCPT	kh (MN/m³)	K (kN/m)	y (mm)	M (kN.m)
-0,50	-	-	-	-	-	-	58,10	0,00
0,00	-	-	-	-	-	-	41,00	0,00
0,10	2640,00	165,00	3,26	0,00467	5,53	112,12	37,82	2,40
0,30	2385,00	149,06	3,77	0,00523	5,57	112,99	31,33	4,00
0,50	2075,00	129,69	4,30	0,00612	5,24	106,27	25,31	4,80
0,70	1349,00	84,31	4,86	0,00993	3,28	66,53	19,99	5,10
0,90	1067,00	66,69	5,44	0,01293	2,66	53,91	15,21	5,10
1,10	1095,00	68,44	5,98	0,01256	3,03	61,37	11,08	5,00
1,30	1004,00	62,75	6,55	0,01384	2,94	59,65	7,54	4,80
1,50	1012,00	63,25	7,09	0,01372	3,22	65,30	4,59	4,40
1,70	908,00	56,75	7,68	0,01550	3,01	60,97	2,30	4,00
1,90	1001,00	62,56	8,18	0,01389	3,66	74,27	0,40	3,60
2,10	924,00	57,75	8,77	0,01520	3,52	71,32	-1,12	3,10
2,30	763,00	47,69	9,00	0,01885	2,77	56,24	-2,17	2,70
2,50	555,00	34,69	9,00	0,02000	1,98	40,11	-2,74	2,30
2,70	562,00	35,13	9,00	0,02000	2,00	40,61	-3,20	1,90
2,90	630,00	39,38	9,00	0,02000	2,24	45,52	-3,51	1,60
3,10	506,00	31,63	9,00	0,02000	1,80	36,56	-3,56	1,20
3,30	586,00	36,63	9,00	0,02000	2,09	42,35	-3,31	0,90
3,50	545,00	34,06	9,00	0,02000	1,94	39,38	-3,05	0,70
3,70	827,00	51,69	9,00	0,01721	3,10	62,82	-2,71	0,40
3,90	1179,00	73,69	9,00	0,01156	5,04	102,29	-2,35	0,20
4,10	1820,00	113,75	9,00	0,00709	9,16	185,80	-1,88	0,00
4,30	1793,00	112,06	9,00	0,00721	8,98	182,02	-1,48	0,00
4,50	2167,00	135,44	9,00	0,00583	11,65	236,17	-1,02	-0,10
4,70	2496,00	156,00	9,00	0,00497	14,14	286,82	-0,63	-0,10
4,90	2042,00	127,63	9,00	0,00623	10,73	217,65	-0,18	0,00

FONTE: O AUTOR (2018)

FIGURA 65 - DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO DE KIM COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)



FONTE: O AUTOR (2018)

5.2.13 Método por ensaio de placa horizontal

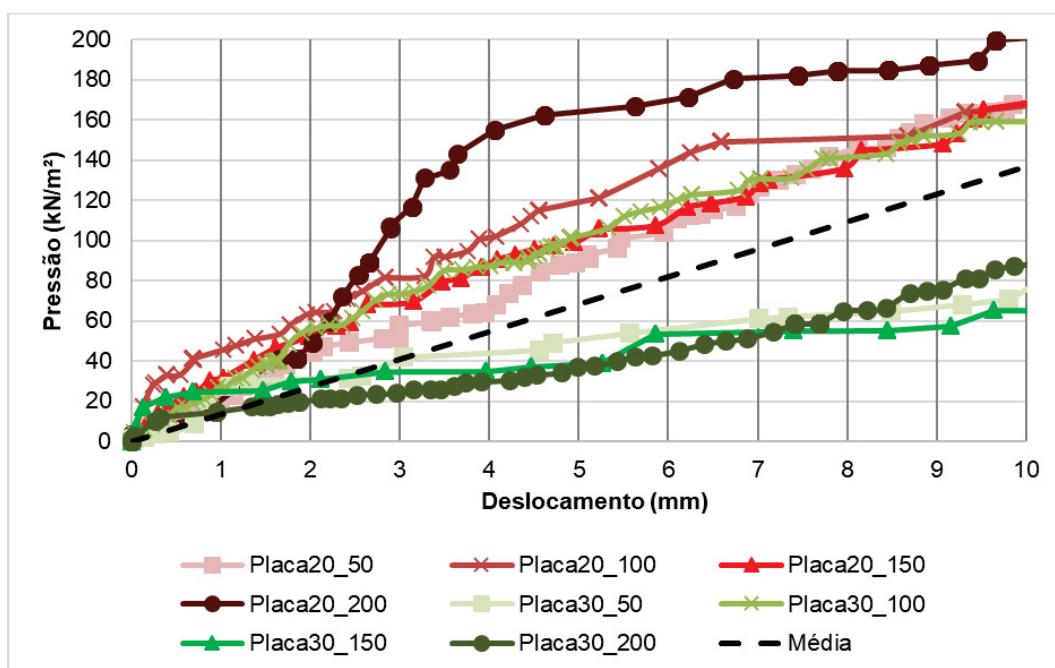
Para a determinação do coeficiente k_h a partir dos resultados obtidos através dos ensaios de placa horizontais, é necessário a realização de uma análise crítica para definir quais resultados serão usados na modelagem. Para isso, foram observados os resultados obtidos pelos gráficos pressão x deslocamento apresentado na FIGURA 45,

FIGURA 46, FIGURA 47 e FIGURA 48 e verificada a possibilidade de utilização de uma média dos valores.

Assim como no caso dos métodos de Matlock, Dunnavant e O'Neil e Kim, levando em consideração que os resultados de pressão x deslocamento apresentados na FIGURA 66 são basicamente curvas p - y encontradas experimentalmente, foi decidido adotar o valor de k_h a partir de um módulo secante a um deslocamento de 10 mm. Como os ensaios realizados com as placas 10 cm x 10 cm foram considerados apenas até um deslocamento de 5 mm, optou-se por não utilizar os mesmos para a obtenção da média a ser utilizada.

A FIGURA 66 apresenta em maior detalhe os resultados das placas de 20 cm x 20 cm e 30 cm x 30 cm utilizados para a determinação de um valor médio. Com isso, foi encontrado um coeficiente k_h médio de 13672,82 kN/m³

FIGURA 66 – RESULTADOS UTILIZADOS PARA ESTIMATIVA DE k_h



FONTE: O AUTOR (2018)

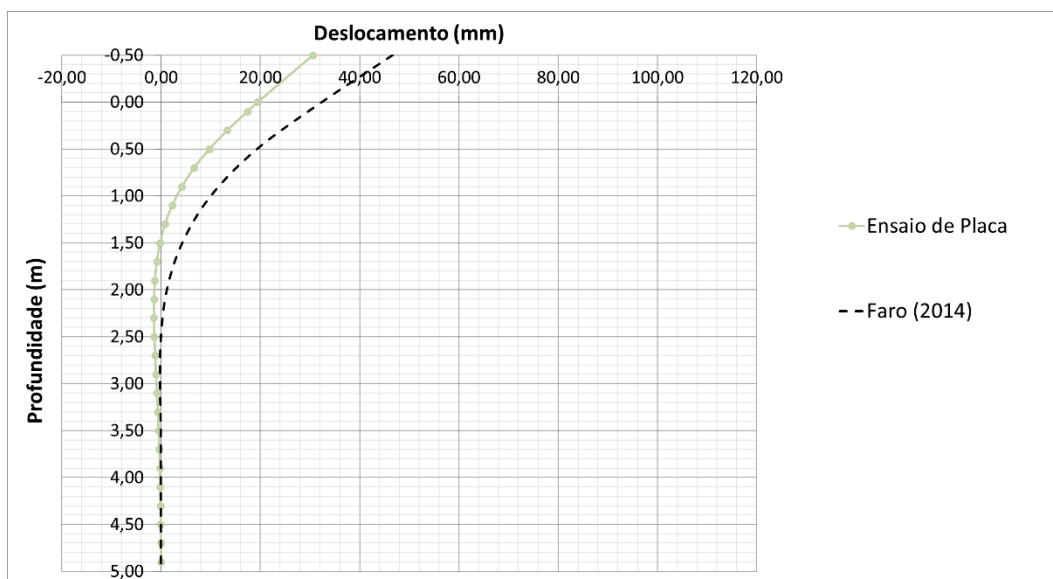
Visando a simplificação de aplicação no modelo, foi considerado o coeficiente médio para todas as profundidades. Os resultados de deslocamento e momentos fletores encontrados no modelo são apresentados na TABELA 26, e a comparação dos deslocamentos encontrados no modelo com os deslocamentos encontrados no ensaio de Faro (2014) é apresentada na FIGURA 67.

TABELA 26 - TABELA RESUMO MÉTODO POR ENSAIO DE PLACA HORIZONTAL

Profundidade (m)	k_h (MN/m ³)	K (kN/m)	y (mm)	M (kN.m)
-0,50	-	-	30,56	0,00
0,00	-	-	19,46	0,00
0,10	13,67	277,28	17,42	2,40
0,30	13,67	277,28	13,34	3,80
0,50	13,67	277,28	9,74	4,50
0,70	13,67	277,28	6,67	4,70
0,90	13,67	277,28	4,18	4,50
1,10	13,67	277,28	2,24	4,00
1,30	13,67	277,28	0,79	3,50
1,50	13,67	277,28	-0,22	2,80
1,70	13,67	277,28	-0,87	2,20
1,90	13,67	277,28	-1,26	1,70
2,10	13,67	277,28	-1,41	1,20
2,30	13,67	277,28	-1,44	0,80
2,50	13,67	277,28	-1,37	0,50
2,70	13,67	277,28	-1,19	0,20
2,90	13,67	277,28	-1,05	0,10
3,10	13,67	277,28	-0,83	-0,10
3,30	13,67	277,28	-0,65	-0,20
3,50	13,67	277,28	-0,50	-0,20
3,70	13,67	277,28	-0,36	-0,20
3,90	13,67	277,28	-0,25	-0,20
4,10	13,67	277,28	-0,18	-0,20
4,30	13,67	277,28	-0,11	-0,10
4,50	13,67	277,28	-0,07	-0,10
4,70	13,67	277,28	-0,04	-0,10
4,90	13,67	277,28	0,00	0,00

FONTE: O AUTOR (2018)

FIGURA 67 – DESLOCAMENTOS PELO MÉTODO POR ENSAIO DE PLACA HORIZONTAL COMPARADOS COM TUBO ENSAIADO POR FARO (2014)



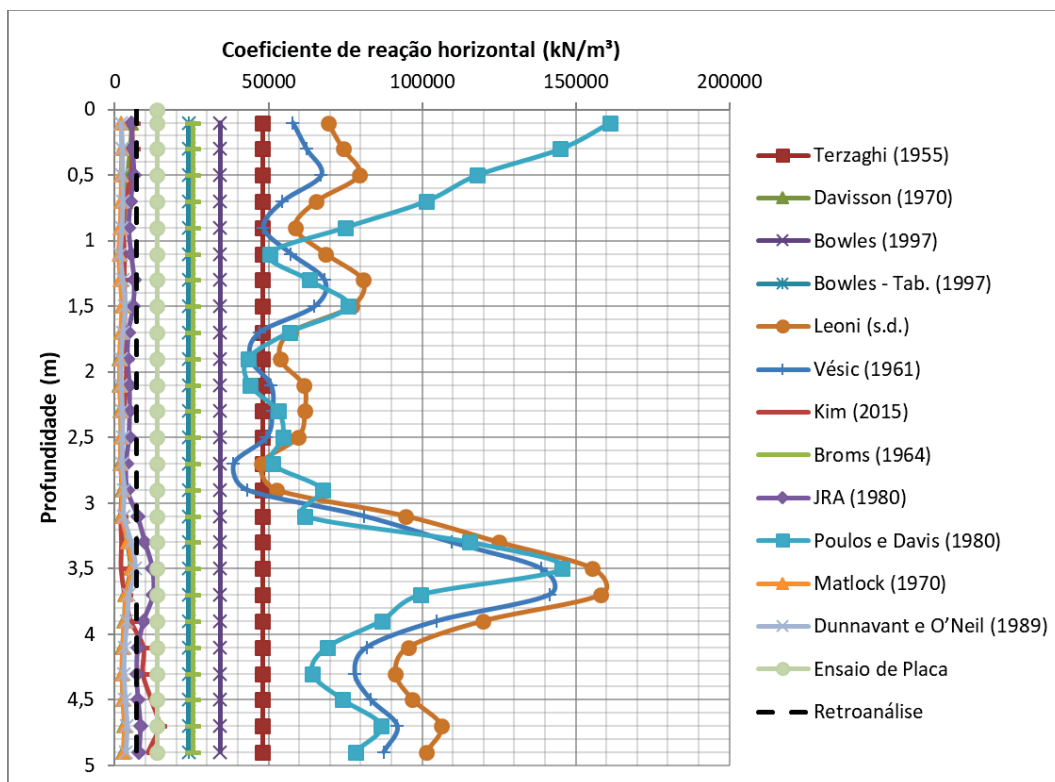
FONTE: O AUTOR (2018)

5.3 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS

Com todos os resultados de coeficientes, deslocamentos e momentos fletores em mãos, torna-se possível a comparação desses resultados entre si e com o resultado real do tubo ensaiado por Faro (2014).

A primeira análise a ser realizada é quanto aos valores de coeficientes de reação horizontais k_h encontrados. A FIGURA 68 apresenta um resumo de todos os valores encontrados por cada método, e a partir dessa figura fica visível a variação de resultados, onde foram encontrados resultados que variaram de 1301 kN/m³, encontrado pelo método de Matlock a uma profundidade de 1,1 m, até 161189 kN/m³, encontrado pelo método de Poulos e Davis a uma profundidade de 0,1 m. Ou seja, o maior valor encontrado é quase 124 vezes maior do que o menor valor encontrado. Fazendo esta mesma análise para os valores médios de cada método, a menor média encontrada foi de 2430 kN/m³ para o método de Matlock e a maior média foi de 84488 kN/m³ para o método de Leoni, sendo a maior equivalente a quase 35 vezes o valor da menor.

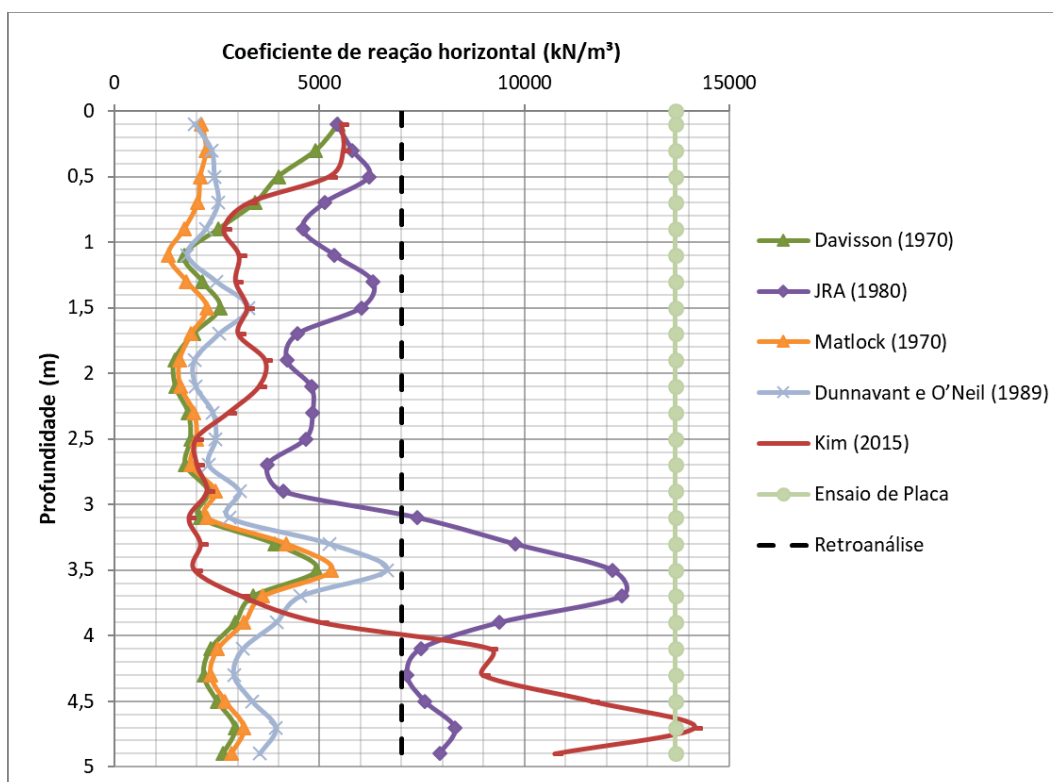
FIGURA 68 – VALORES DE COEFICIENTES ENCONTRADOS



FONTE: O AUTOR (2018)

Como citado anteriormente, para efeito de comparação, o valor considerado como sendo o real do solo foi o valor de coeficiente de 7001 kN/m³ encontrado pela retroanálise realizada. A FIGURA 69 apresenta um gráfico selecionado com os métodos que mais se aproximaram desse valor, sendo que o método da *Specifications for Highway Bridges* (JRA), com um valor médio de 6606 kN/m³, foi o que teve uma média que mais se aproximou do valor real. Além deste, destaca-se também o coeficiente encontrado através dos ensaios de placas horizontais realizados, que, dentre todos os métodos a considerar um valor constante ao longo da profundidade, foi o que mais se aproximou do valor real.

FIGURA 69 – COMPARATIVO COM RETROANÁLISE

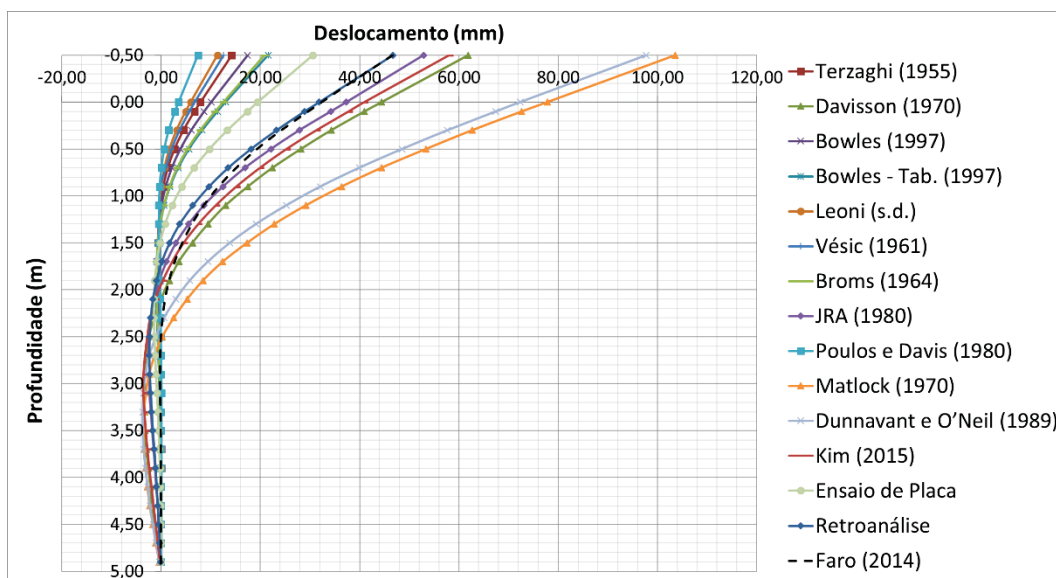


FONTE: O AUTOR (2018)

A segunda análise a ser realizada é em cima de uma comparação entre os deslocamentos encontrados nos modelos idealizados com os valores de coeficientes obtidos por cada método. Através da FIGURA 70 é possível comparar todos os deslocamentos encontrados e observar a variação entre os mesmos, onde o menor deslocamento encontrado no topo do terreno foi de 3,53 mm, encontrados pelo modelo com coeficientes do método proposto por Poulos e Davis, e o maior foi de 77,80 mm, encontrado pelo modelo com coeficientes do método de Matlock. Analisando proporcionalmente, o maior deslocamento encontrado foi 22 vezes maior do que o menor deslocamento.

Quando comparados com o deslocamento real do tubo ensaiado por Faro, o destaque fica novamente para para o método proposto pela *Specifications for Highway Bridges* (JRA) que, desconsiderando o deslocamento encontrado pela retroanálise, foi o que mais se aproximou do real. Além deste, os resultados encontrados pela aplicação do método de Davisson e pela utilização dos ensaios de placas horizontais também se destacam dentre os demais devido à proximidade com o resultado real.

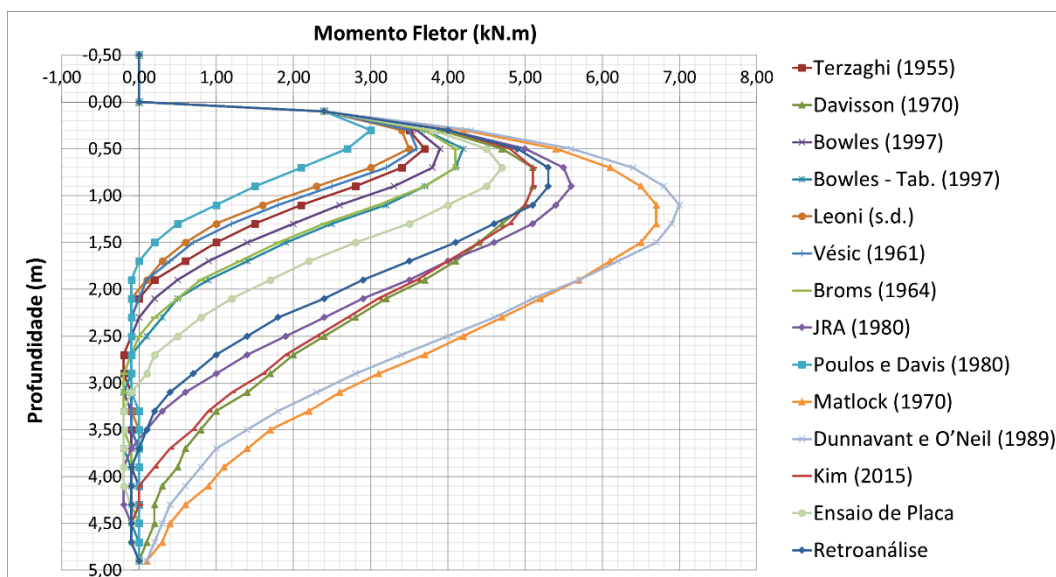
FIGURA 70 –COMPARATIVO DOS DESLOCAMENTOS ENCONTRADOS



FONTE: O AUTOR (2018)

Seguindo a mesma linha, uma terceira análise é realizada, agora comparando os momentos fletores encontrados pela aplicação de cada método. A partir da, FIGURA 71 é possível visualizar que os momentos possuem uma variação proporcional menor que os deslocamentos. O menor momento máximo foi encontrado pela aplicação do método de Poulos e Davis, sendo da ordem de 3,00 kN.m, e o maior momento máximo foi encontrado pela aplicação do método de Dunnavant e O'Neil, sendo este valor equivalente a 7,00 kN.m. Portanto, o maior valor encontrado foi apenas 2,3 vezes maior do que o menor valor encontrado.

FIGURA 71 - COMPARATIVO DOS MOMENTOS FLETORES ENCONTRADOS



FONTE: O AUTOR (2018)

As relações entre os maiores e menores valores encontrados, para deslocamentos e momentos fletores, permitem a verificação da influência do valor do coeficiente nos resultados previstos. Para os deslocamentos, a relação encontrada foi de 22 vezes, enquanto para os momentos fletores a relação encontrada foi de 2,3 vezes. Estas relações indicam que o coeficiente de reação horizontal tem fundamental importância para a previsão dos deslocamentos, sendo que o deslocamento encontrado na previsão pode estar ou não dentro dos limites aceitáveis dependendo do método de determinação do valor de coeficiente adotado.

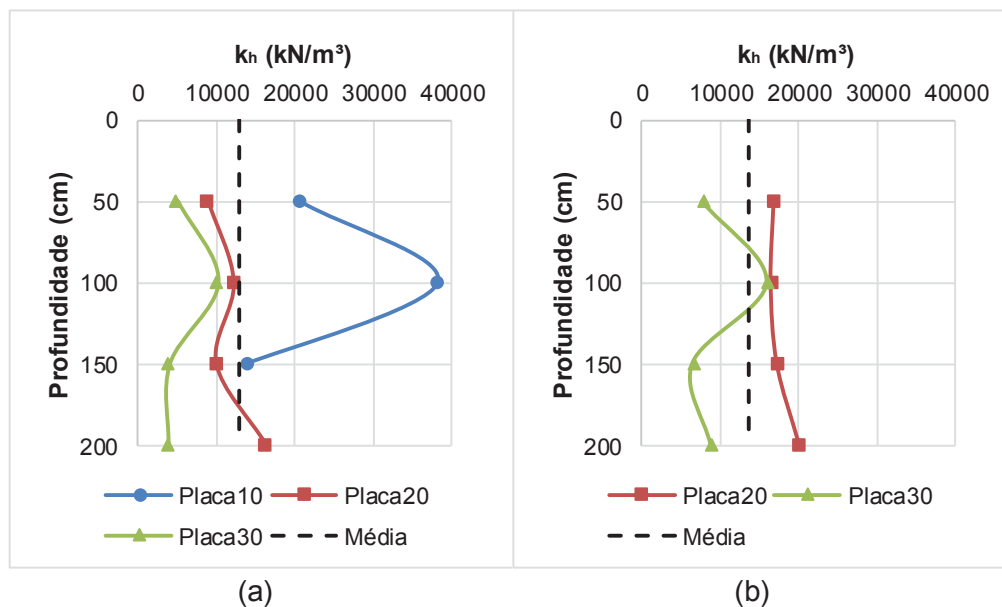
5.4 ANÁLISE ENSAIO DE PLACA

Dentre as incógnitas envolvendo o coeficiente de reação horizontal do solo, uma delas é uma definição sobre a distribuição desse valor ao longo da profundidade. A FIGURA 72 apresenta a distribuição encontrada através da interpretação dos resultados dos ensaios de placa horizontais realizados, e através dela podemos observar que não houve uma distribuição bem definida para nenhuma das placas. Pela FIGURA 72a, é possível verificar a distribuição de coeficientes obtidos a partir de um módulo secante a 10 mm de deslocamento e pela FIGURA 72b, é possível verificar a distribuição de coeficientes obtidos a partir de um módulo secante a 5 mm de deslocamento, ambas as figuras sendo acompanhadas de uma representação da média dos resultados. Para os coeficientes obtidos pelo módulo secante a 5 mm, a média dos resultados encontrados foi de 12952,91 kN/m³, enquanto para os coeficientes obtidos pelo módulo secante a 10 mm, a média foi de 13672,82 kN/m³.

Outra incógnita envolvendo o valor desse coeficiente é quanto à influência da largura da estaca. Diversos autores, como apresentado na revisão bibliográfica, consideram que a este valor é inversamente proporcional à essa largura, ou seja, estacas de maiores larguras resultam em coeficientes de menores valores. A FIGURA 45,

FIGURA 46, FIGURA 47 e FIGURA 48 nos permitem observar essa influência a partir da comparação dos ensaios realizados a uma mesma profundidade, onde os resultados comprovam essa teoria de relação entre a largura da placa com o valor do coeficiente.

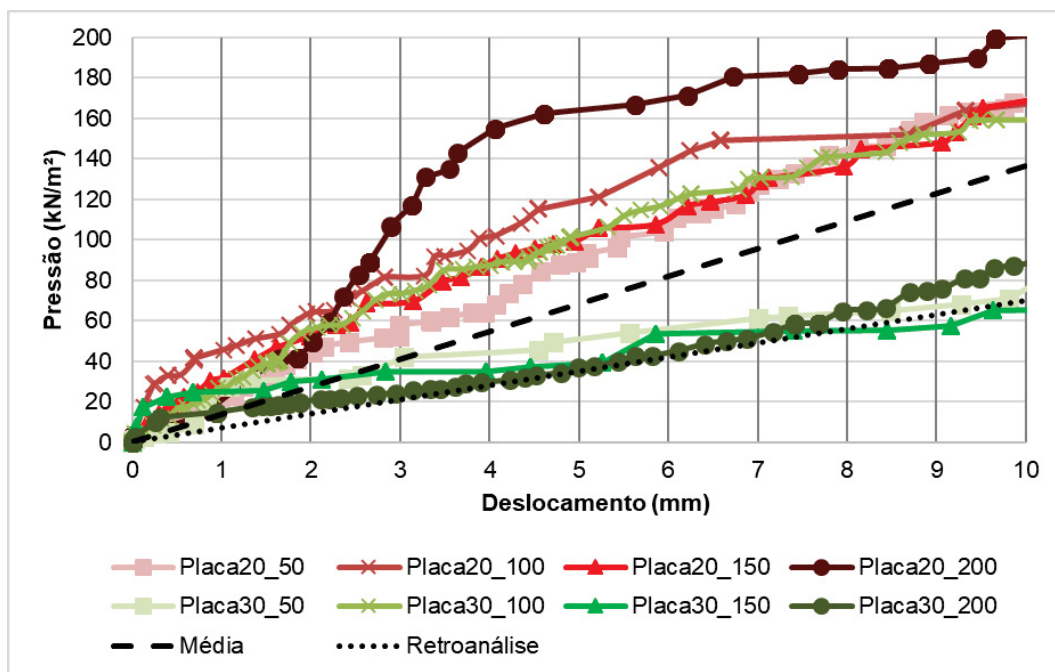
FIGURA 72 – DISTRIBUIÇÃO DOS COEFICIENTES ENCONTRADOS PELOS ENSAIOS DE PLACA HORIZONTALIS AO LONGO DA PROFUNDIDADE: a) COEFICIENTES RETIRADOS DE MÓDULO SECANTE A 5 mm; E b) COEFICIENTES RETIRADOS DE MÓDULO SECANTE A 10 mm



FONTE: O AUTOR (2018)

Visando analisar a eficácia da utilização de ensaios de placa horizontais para a definição de um valor para k_h , foram trabalhados os resultados encontrados por meio desses ensaios a fim de se comparar com o valor real obtido pela retroanálise. A FIGURA 73 apresenta os resultados dos ensaios juntamente com uma representação do coeficiente real (denominado “Retroanálise”), onde é possível observar que alguns ensaios, como o de placa 30 cm x 30 cm a 50 cm e 150 cm de profundidade apresentaram módulo secante aos 10 mm muito próximos ao real.

FIGURA 73 – COMPARATIVO DOS RESULTADOS ENCONTRADOS NOS ENSAIOS DE PLACA HORIZONTALAIS COM O REAL

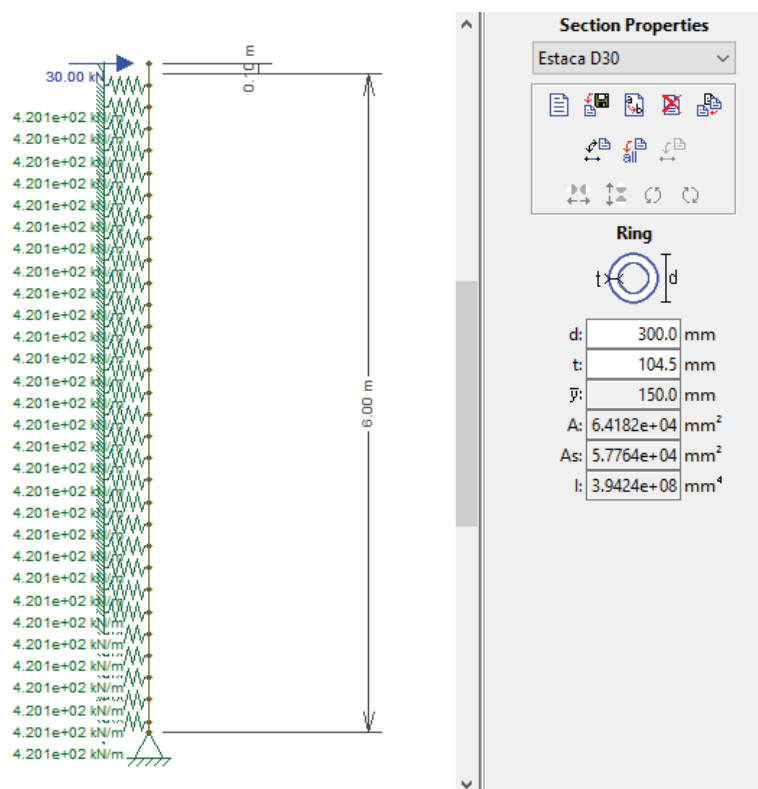


FONTE: O AUTOR (2018)

5.5 APLICAÇÃO DOS RESULTADOS EM ESTACA

Seguindo o mesmo processo descrito detalhadamente nos itens 5.2 e 5.3 deste trabalho, foram obtidos coeficientes para todos os métodos apresentados e aplicados a uma estaca com dimensões apresentadas na FIGURA 74. Para permitir a comparação com a estaca ensaiada por Faro (2014), foi estipulado um módulo de elasticidade de 21688,70 MPa para a estaca, representativo de um concreto com f_{ck} de 15 MPa.

FIGURA 74 - REPRESENTAÇÃO DA ESTACA NO SOFTWARE FTOOL

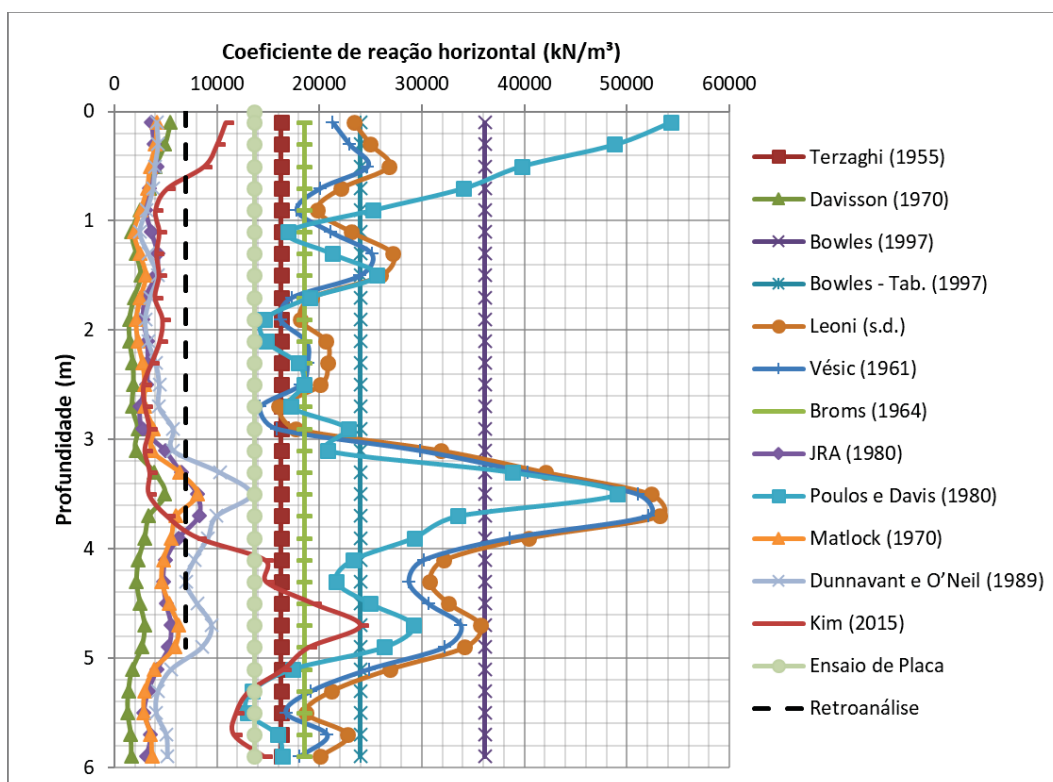


FONTE: O AUTOR (2018)

Assim sendo, foi necessário recalcular todos os coeficientes de acordo com as novas dimensões, adotando os mesmos critérios e parâmetros do solo descritos ao longo do item 5.2. O resultado obtido pode ser observado resumidamente através da FIGURA 75. Para este caso, os valores variaram de 1307 kN/m², encontrado pelo método de Davisson, até 54267 kN/m², encontrado pelo método de Poulos e Davis, sendo o maior quase 42 vezes maior que o menor. Quando comparadas as médias, a maior foi de 36133 kN/m² encontrada pelo método de Bowles, enquanto a menor foi de 2559 kN/m² encontrada pelo método de Davisson, tendo, portanto, uma diferença de aproximadamente 14 vezes da maior para a menor.

O coeficiente adotado como “Retroanálise” foi o mesmo obtido para a retroanálise realizada para o tubo ensaiado, de 7001 kN/m². Assim como realizado para a modelagem do tubo, o deslocamento na superfície utilizado para a definição do coeficiente pelo método da *Specifications for Highway Bridges* (JRA) foi igual ao deslocamento encontrado nos ensaios de Faro (2014).

FIGURA 75 – VALORES DE COEFICIENTE ENCONTRADOS PARA ESTACA



FONTE: O AUTOR (2018)

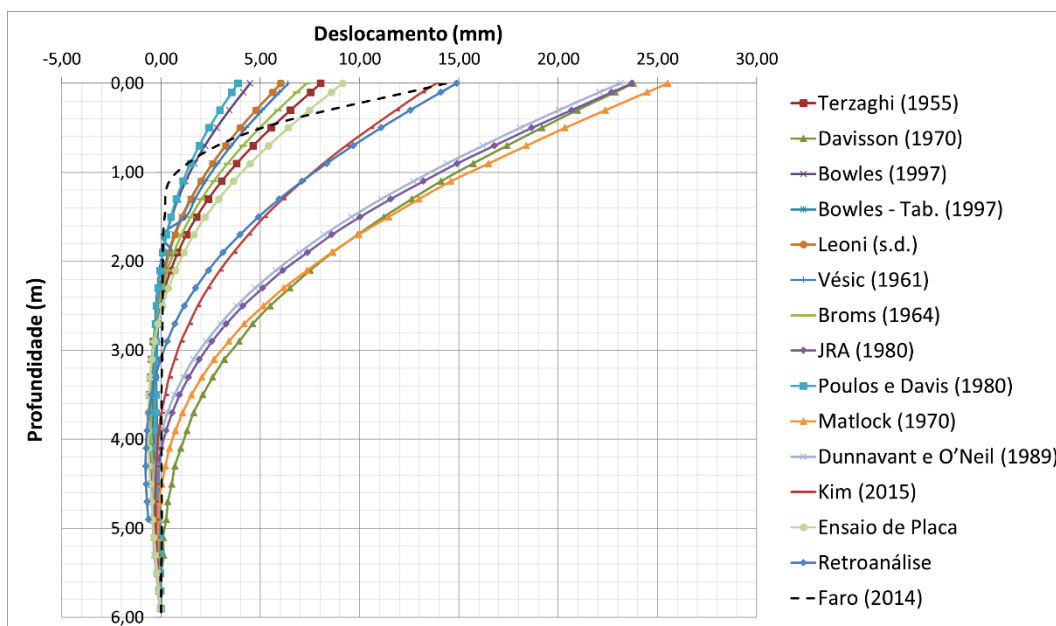
Para efeito de comparação, foram plotados na FIGURA 76 os deslocamentos encontrados com a aplicação de cada coeficiente em um modelo juntamente com o resultado obtido por Faro (2014) a partir da leitura de um inclinômetro em uma estaca de 30 cm de diâmetro, 6 m de profundidade e solicitada horizontalmente por uma força de 30 kN. Neste caso, o maior deslocamento encontrado foi de 25,52 mm, encontrados pela aplicação dos coeficientes obtidos pelo método de Matlock ao modelo, e o menor foi de 3,86 mm, encontrado pela aplicação dos coeficientes obtidos pelo método de Poulos e Davis ao modelo. Com isso, temos uma diferença de 6,6 vezes do maior valor para o menor.

Interessante observar que a curva de deslocamentos encontrados por Faro (2014) se difere totalmente da tendência de deslocamento encontradas pelos modelos. Mesmo assim, considerando que Faro (2014) também realizou medidas com transdutores de deslocamento e relógios comparadores no topo da estaca e estas batem com as medidas encontradas neste mesmo local pelo inclinômetro, é possível realizar uma comparação em termos de deslocamento encontrado no topo da estaca. Com isso, podemos observar que o deslocamento encontrado pela aplicação do

mesmo coeficiente obtido na retroanálise do tubo a um modelo, de 14,87 mm, também é muito próximo do real, de 14,35 mm.

Também é interessante observar que, para este caso, o modelo que mais se aproximou do deslocamento real na superfície do solo foi o modelo com coeficientes obtidos pelo método de Kim, com um deslocamento de 13,85 mm.

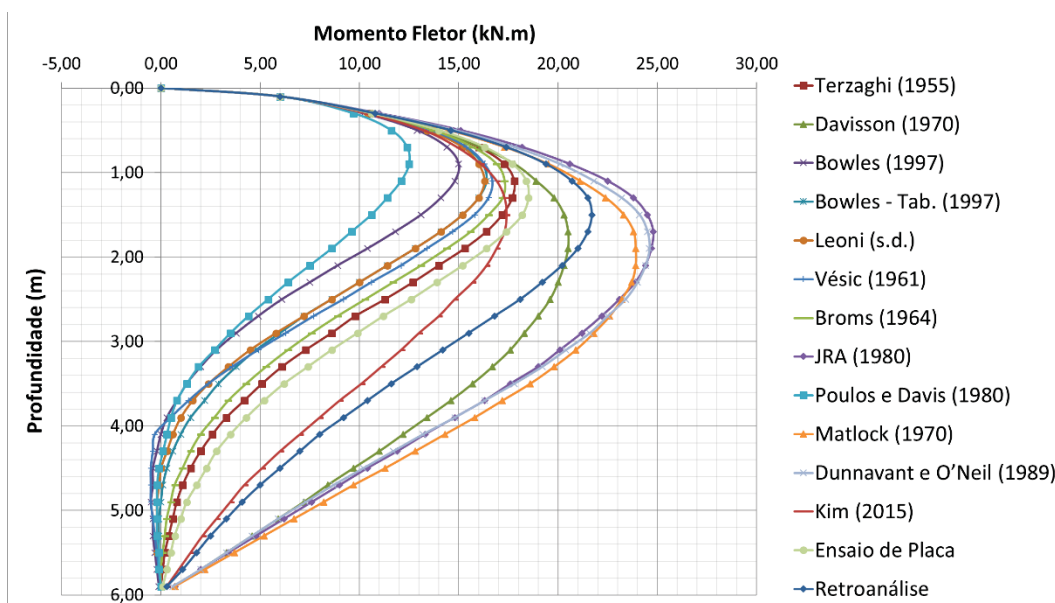
FIGURA 76 – COMPARATIVO DE DESLOCAMENTOS PARA ESTACA



FONTE: O AUTOR (2018)

A análise também foi realizada para comparar os resultados de momentos fletores encontrados por todos os modelos. Através da FIGURA 77, é possível observar que o maior momento fletor foi encontrado pela aplicação do método da *Specifications for Highway Bridges* (JRA), com valor de 24,80 kN.m², e o menor momento foi encontrado pela aplicação do método de Poulos e Davis, com valor de 12,50 kN.m². Portanto, o maior valor corresponde a quase 2 vezes o menor valor.

FIGURA 77 – COMPARATIVO DE MOMENTOS FLETORES PARA ESTACA



FONTE: O AUTOR (2018)

Para a aplicação dos valores na modelagem de uma estaca, as relações entre os maiores e menores valores encontrados para deslocamentos e momentos fletores foram menores que as relações encontradas nas modelagens do tubo. Para o caso dos deslocamentos, esta relação encontrada foi de 6,6 vezes, algo menor que a relação de 22 vezes encontrada nas modelagens do tubo, porém também bastante significativa. Já para o caso dos momentos fletores, a relação encontrada foi de 2 vezes, algo bastante próximo da relação de 2,3 vezes encontrada nas modelagens do tubo.

Mesmo não tendo uma relação tão significativa quanto a relação dos deslocamentos, é possível observar que a determinação do coeficiente também tem importância significativa na determinação dos momentos fletores solicitantes na estaca. Essa importância pode ser observada quando comparados os maiores e menores momentos fletores em termos de valores totais, sendo que o menor momento encontrado foi de 12,50 kN.m e o maior foi de 24,80 kN.m, valores que resultariam em dimensionamentos estruturais totalmente diferentes para a estaca.

6 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O problema de estacas solicitadas lateralmente é muito mais complexo do que se imagina. Para a execução de um projeto, se faz necessário o conhecimento exato dos parâmetros da estaca e do solo para que se consiga prever com eficácia e acurácia os esforços resultantes na estaca, os esforços solicitantes no solo e também os deslocamentos ao longo da profundidade.

O trabalho realizado foi importante para destacar a variedade de possibilidades para se determinar um parâmetro do solo como o k_h . Os métodos apresentados na revisão bibliográfica são apenas alguns dentro de uma infinidade encontrada na literatura. Os métodos variam de correlações com ensaios de campo DMT, CPT, pressiométricos e SPT, em conjunto ou não de parâmetros obtidos em laboratório, até determinação direta de um valor dependendo única e exclusivamente da classificação do solo. Esta variedade de métodos deixa evidente as incertezas quanto a consideração desse coeficiente, e a determinação do método a ser aplicado depende das informações e ensaios possíveis de se realizar no solo em questão e da complexidade do projeto.

6.1 ANÁLISES COMPARATIVAS

As análises comparativas realizadas foram importantes para permitir a visualização da influência do valor de coeficiente de reação horizontal no projeto. A partir dos gráficos, foi possível constatar que a principal influência deste coeficiente no projeto é para a previsão de deslocamentos. Dependendo do método adotado para determinação de k_h , é possível encontrar deslocamentos até 22 vezes menores do que os deslocamentos encontrados se fosse adotado outro método. Esta diferença pode ser determinante para o deslocamento encontrado estar ou não dentro dos limites aceitáveis.

Quanto à análise comparativa de momentos fletores, também foi constatada uma certa influência do valor de k_h , porém nada que se compare à influência nos deslocamentos. O maior pico de momento encontrado foi de apenas 2,3 vezes maior do que o menor pico de momento, algo muito abaixo da diferença de 22 vezes dos deslocamentos. Mesmo assim, quando comparados os resultados em termos de

valores totais, constata-se que o valor do coeficiente tem grande influência também no dimensionamento estrutural da estaca solicitada.

Quando comparados os deslocamentos das modelagens com os do tubo ensaiado por Faro (2014), o modelo que mais se aproximou dos deslocamentos reais foi o modelado com os coeficientes determinados pelo método da *Specifications for Highway Bridges* (JRA), onde foi encontrado um deslocamento de 37,35 mm na superfície do terreno enquanto o deslocamento real do tubo ensaiado foi de 32,42 mm. Importante ressaltar que esse método é baseado na pré-estipulação de um deslocamento da estaca na superfície do terreno que, para o caso em questão, foi adotado com base no tubo já ensaiado. Portanto, esse método pode não ser tão eficiente caso não se tenha nenhuma estaca de referência já ensaiada.

Desconsiderando então o modelo da *Specifications for Highway Bridges* (JRA), o que mais se aproximou do real foi o modelo com coeficientes estipulados a partir do método de Kim, com deslocamento de 41,00 mm. Outros métodos que se destacaram foram os de determinação através dos ensaios de placa horizontais e pelo método de Davisson, onde, aplicando os seus valores no modelo, os deslocamento na superfície foram de 19,46 mm e 44,43 mm, respectivamente.

Já para os momentos fletores encontrados nas modelagens do tubo, os valores base para a comparação foram os encontrados na retroanálise, com momento máximo encontrado de 5,30 kN.m. Para essa análise, vários modelos apresentaram valores de momentos máximos próximos, como o da *Specifications for Highway Bridges* (JRA) com momento de 5,60 kN.m, o de Davisson com momento de 5,10 kN.m, e o modelo com coeficientes encontrados com base nos ensaios de placa horizontais com momento de 4,70 kN.m.

Quando aplicados os coeficientes ao modelo da estaca, o método da *Specifications for Highway Bridges* (JRA) passou a não ser tão eficiente. Neste caso, o método que apresentou maior acurácia foi o método de Kim, com deslocamento de 13,85 mm na superfície sendo que o deslocamento encontrado no ensaio de Faro (2014) foi de 14,35 mm. Além deste, outro método que se destaca é o método de determinação através dos ensaios de placas horizontais, com deslocamento na superfície de 9,12 mm.

Portanto, o método que apresentou estimativas mais eficazes para os casos estudados, desconsiderando o método de retroanálise de uma estaca ensaiada, foi o método determinação do coeficiente k_h de Kim, único método apresentado baseado

em ensaio CPT. Deve-se também destacar o método de determinação através dos ensaios de placas horizontais que, mesmo com todas dificuldades apresentadas, apresentou maior acurácia que a maioria dos demais métodos apresentados.

6.2 ENSAIOS DE PLACA HORIZONTAIS

Para os ensaios de placa horizontais realizados, fica como conclusão que com o aprimoramento, padronização, boa execução e planejamento é possível encontrar resultados próximos à realidade. Para o caso em questão, foram constatadas algumas dificuldades que podem ter interferido nos resultados, como a idealização de sistema que transmitisse todo o esforço do macaco para o solo se mantendo o tempo todo em suspensão. Para isso foi projetado e fabricado o apoio para o macaco com o cuidado de que os tubos mecânicos se deslocassem com o mínimo de esforço possível. Em testes realizados previamente aos ensaios, foi constatado que a força necessária para deslocar esses tubos era mínima, permitindo que fosse considerado na interpretação dos resultados que todo o esforço lido na célula de carga era transmitido para o solo. Porém foi observado que, durante a realização dos ensaios, uma possível leve inclinação do tubo mecânico em contato com os anéis do sistema de apoio podem ter transmitido um pouco dessa carga para o apoio do macaco e não para o solo, sendo assim lida uma carga na célula de carga maior do que a efetivamente transmitida para o solo.

Outra dificuldade constatada nos ensaios foi quanto ao nivelamento do solo para o apoio das placas. Por mais que se tenha tomado o maior cuidado para que a placa ficasse inteiramente apoiada no solo, foi impossível garantir que isso acontecesse. Sendo assim, os resultados encontrados nos primeiros milímetros de ensaio poderiam se referir à uma área de contato efetiva menor que a área da placa. Além disso, foram observadas certas anomalias nas curvas por possível interferência da cimentação do solo residual ensaiado, o que dificulta a interpretação dos resultados.

Mesmo com todas essas dificuldades, a definição de um valor para o coeficiente através dos ensaios de placa horizontal se mostrou mais eficiente que a grande maioria dos métodos apresentados para o caso em questão.

Para a distribuição do coeficiente ao longo da profundidade não foi possível chegar a uma conclusão definitiva, considerando que as curvas de distribuição obtidas

não se pareceram com nenhuma das curvas apresentadas na revisão bibliográfica. Essa indefinição pode ser explicada pelos ensaios CPT e pela análise tátil-visual realizada durante os ensaios de placa horizontal, onde é possível observar que o solo, apesar de ser caracterizado como homogêneo, apresenta alguns pontos de menor resistência em trechos entre 150 cm e 200 cm de profundidade. Como os ensaios de placa horizontal são ensaios pontuais, seria necessária uma campanha muito maior de ensaios para uma correta definição dessa distribuição.

Outra conclusão obtida foi sobre a influência da largura da estaca no valor do coeficiente de reação horizontal. A partir da análise dos resultados, foi possível observar que este valor diminui com o aumento da largura da estrutura solicitante, assim como dito por diversos autores e ressaltado na revisão bibliográfica. Porém, devido a heterogeneidade do solo e o baixo número de ensaios, não foi possível concluir uma relação exata dessa influência.

6.3 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Visando aumentar o conhecimento acerca do coeficiente de reação horizontal do solo e sobre estacas solicitadas horizontalmente, ficam as seguintes recomendações para trabalhos futuros:

- Análise comparativa de métodos para definição do coeficiente de reação horizontal em solo arenoso;
- Análise comparativa dos coeficientes de reação horizontal com modelos em elementos finitos mais elaborados;
- Realização de ensaios de placa horizontal em solo arenoso;
- Realização de ensaios de placa horizontais com carga e descarga;
- Análise experimental para definição da distribuição do coeficiente ao longo da profundidade;

REFERÊNCIAS

- ALBUQUERQUE, P.J.R. **Análise do Comportamento de Estaca Pré Moldada de Pequeno Diâmetro, Instrumentada, em Solo Residual de Diabásio da Região de Campinas**. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Campinas, 170p. Campinas, 1996.
- ALIZADEH, M.; DAVISSON, M. T. Lateral Load Tests on Piles. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**. ASCE, Vol. 96, nº5, p. 1583-1604. 1970.
- ALMEIDA, N.J. **Metodologia de previsão de capacidade de carga vertical e horizontal com o dilatômetro de Marchetti**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Distrito Federal, 1998.
- ALMEIDA, M. A. **Análise do Comportamento de Estacas Strauss Submetidas a Carregamento Horizontal no Solo da Região de Londrina – PR**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Londrina, 167p. Londrina, 2008.
- ALMEIDA, M.A.; MIGUEL, M.G. e TEIXEIRA, S.H.C. Horizontal Beading Capacity of Piles in a Lateritic Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, vol. 137 (1), pp. 59-69. 2011
- ALONSO, U. R. Recomendação para realização de provas de carga horizontal em estacas de concreto armado, **Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia De Fundações**, Porto Alegre. Anais. Porto Alegre: ABMS. 1986.
- ALONSO, U.R. **Prova de carga horizontal em estaca hélice contínua**. Solos e Rochas, São Paulo, nº21, p.51-57. 1998.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer: D 6635**. Vol. 04.09, ASTM. Philadelphia, 2007.
- ARAÚJO, A.G.D. **Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Natal, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12069: Solo - Ensaio de Penetração do Cone In Situ (CPT) – Método de Ensaio**, p. 11. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT – Método de Ensaio**, p. 17. Rio de Janeiro, 2001.

ASHFORD, S.; JUIRNARONGRIT, T. Evaluation of Pile Diameter Effect on Initial Modulus of Subgrade Reaction. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, 10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:3(234), 234-242, 2003

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. McGraw-Hill, Inc. Fifth Edition. International Edition, 1997.

BRASIL. Secretaria de Geologia, Mineração e Transformação Mineral. **Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: CPRM, 2006. Escala: 1:750.000.

BRIAUD, J. L. SALLOP: Simple Approach for Lateral Loads on Piles. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, 123(10), 958–964, 1997

BROMS, B. B. Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils. **J. Soil Mech. Found. Div.**, Vol. 90(2), pp. 27-64, 1964

CARTER, D. P. **A non-linear soil model for predicting lateral pile response**. Rep. No. 359, Civil Engineering Dept., Univ. of Auckland, Nova Zelândia, 1984.

CHRISTAN, P. **Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2012.

CINTRA, J.C.A. **Uma Análise de Provas de Carga Lateral em Estacas e Comparação com os Métodos da Teoria de Reação Horizontal do Solo**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 150p. 1981.

CINTRA, J. C. A.; ALBIERO, J. H. Determinação do coeficiente de reação horizontal do solo (nh) através de provas de carga lateral em estacas. In: **Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia De Fundações**, 7, Recife, PE. Anais... Recife, PE: ABMS, 1982. v. 2, p. 123-138, 1982.

CINTRA, J. C. A. **Carregamento Lateral em Estacas**. Oficina de Textos. Departamento de Geotecnia, São Carlos, 2002.

CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. Interpretation of Plate Load Tests on Residual Soil Site. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 124(9), p. 857-867. 1998.

CONSOLI, N. C.; FARO, V. P.; SCHNAID, F.; BORN, R. B. Crosswise-loaded pile tests on residual soil site. **Géotechnique Letters**, Vol. 6, No. 3, pp. 216-220. 2016.

CONSOLI, N. C.; FARO, V. P.; SCHNAID, F.; BORN, R. B.; CARRETTA, M. S. Crosswise-Loaded Short and Long Piles in Artificially Cemented Top Sand Layers Embedded in Lightly Bonded Residual Soil. **Soil and Foundations**, Vol. 57, pp. 935-946, mar./nov. 2017a.

CONSOLI, N. C.; FARO, V. P.; SCHNAID, F.; BORN, R. B. Stabilised Soil Layers Enhancing Performance of Transverse-Loaded Flexible Piles on Lightly Bonded Residual Soils. **Soil and Rocks**, Vol. 40, No. 3, pp. 219-228, set./dez. 2017b.

DAVISSON, M. T.; GILL, H. L. Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, vol. 89, nº SM 3, p. 63-94, 1963.

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A. Obtenção das Características de Resistência e Deformabilidade de um Solo Residual de Basalto Através de Ensaio de Placa. **XXXI Jornadas Sud-Americanas Ingeniería Estructural**, In: Anais do... CD-Rom, p. 1-12, 2004a.

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A.; RUVER, C. A. Determinação de Alguns Parâmetros Geotécnicos do Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo - RS. **1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos (GeoJovem 2004)**, In: Anais do... CDRom, p. 1-6, 2004b.

DAVISSON, M. T.; GILL, H. L. Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, vol. 89, nº SM 3, p. 63-94, 1963.

DAVISSON, M. T.; PRAKASH, S. A. Review of soil-pile behaviour. In: **Stresses In Soils And Layers Systems**, National Research Council, Washington, DC. Anais... Washington, D.C.: Highway Research Record, p. 25-48, 1963.

DAVISSON, M.T.; SALLEY, J.R. Model study of laterally loaded piles. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 96, n. SM5, p. 1605-1627, 1970.

DAVISSON, M. T. **Lateral load capacity of piles**. Highway Research Record, n.333, 1970.

DEL PINO JÚNIOR, A.; SOUZA, A.; SEGANTINI, A.A.S. Análise de Estacas Escavadas Carregadas Transversalmente, em Solo Colapsível, com Umidade Natural e Após sua Inundação. In. **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 12, Anais, v.3, p.1493-1501. São Paulo, 2002.

DONATO, M. **Ensaaios Triaxiais do Solo do Campo Experimental do CETEC/FEAR/UPF**. Resultados realizados e fornecidos em meio digital pelo autor, sem publicação, 2005.

DUNNAVANT, T. W.; O'NEILL, M. W. Experimental p-y model for submerged, stiff clay. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol. 115, No. 1, pp. 95-114, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410 (1989)115:1(95). 1989.

FARO, V. P. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados: concepção, provas de carga e diretrizes de projeto**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2014.

FONSECA, J.J.S. **Metodologia da pesquisa científica**. Ceará: Universidade Estadual do Ceará, 2002.

FTOOL. **Visão Geral**. Rio de Janeiro, 2018 em:
<<https://www.ftool.com.br/Ftool/site/about>>. Acesso: 09 set. 2018

GABR, M.; LUNNE, T.; POWELL, J. P-y analysis of laterally loaded piles in clay using DMT. **J. Geotech. Engrg.**, ASCE, Vol. 120, No. 5, pp. 816-837, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1994) 120:5(816). 1994.

GARASSINO, A. L. Some Developments on Laterally Loaded Piles with Particular Reference to p-y Subgrade Reaction Method. **4° International DFI Conference**, Balkema, vol.2, p.759-774. Rotterdam, 1994.

GIL, A. C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4. ed. São Paulo: Atlas, 2007.

GOOGLE MAPS. **Centro Tecnológico - CETEC/UPF**. Em:
<<https://www.google.com.br/maps/place/Centro+Tecnol%C3%B3gico+-+CETEC%2FUPF/@-28.2269611,-52.3869707,285m/data=!3m1!1e3!4m2!1m6!3m5!1s0x94e2c03f83f94db5:0xdfe6e084fda3029c!2sUniversidade+de+Passo+Fundo!8m2!3d-28.2344934!4d-52.3804396!3m4!1s0x0:0xcee10ecea9dbc443!8m2!3d-28.227022!4d-52.3869485>> . Acesso: 11 abr. 2017.

HALDAR, S.; BABU, G. S. Design of laterally loaded piles in clays based on cone penetration test data: A reliability-based approach. **Géotechnique**, Vol. 59, No. 7, pp. 593-607. 2009.

HONJO Y.; ZAIKA Y.; POKHAREL G. Estimation of subgrade reaction coefficient for horizontally loaded piles by statistical analyses. **Soils and Foundations**, Vol. 45, No. 3 p. 51-70. 2005.

JOSE DE LIMA, M. **Avaliação de Metodologias de Projetos para Estacas Carregadas Horizontalmente Assentes em Argila Porosa Colapsível**. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 107p. Brasília, 2001.

JRA. **Specifications for Highway Bridges IV**, Japan Road Association. 1980.

JRA. **Specifications for Highway Bridges IV**, Japan Road Association. 1991.

KASSOUF, R. **Análise de Prova de Carga em Tubulão a Céu Aberto Submetido a Esforço Horizontal em Solo Não Saturado de Diabásio da Região de Campinas**. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Campinas, p.112. Campinas, 2012.

KIM, G.; KYUNG, D.; PARK, D.; KIM, I.; LEE, J. CPT-based p-y analysis for piles embedded in clays under cyclic loading conditions. **KSCE J Civ Eng**. 20: 1759. 2016.

KORMAN, A. C. M.; MARQUES, E. A. G.; MINETTE, E.; LEÃO, M.F.; MONCADA, M.; BAILLOT, P.; BAILLOT, R.T. Sondagens Especiais. **Revista Fundações & Obras Geotécnicas**, n. 63, São Paulo, p. 66 - 74, dez. 2015.

LEE, J.; SEO K.; KANG, B.; CHO, S.; KIM, C. Application of effective cone factor for strength characterization of saturated clays. **Proc. of GeoFlorida 2010** (Advances in analysis, modeling & design), West Palm Beach, USA, 2010.

LEIJDEN, W. V. Lateral loading of freestanding and fixed-headed pile embedded in elastic C - type and S - type soils. **Europea Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering**, 5, Madrid. Anais... Madrid: [s.n.]. v. 1, p. 365-372, 1972.

LEMO, D.T.; SOUZA, A.; DEL PINO JÚNIOR, A. Análise do Comportamento de Estacas do Tipo Broca Solicitadas por Esforços Transversais. **XIII COBRAMSEG**. Anais, p.949-954. Curitiba, 2006.

LEONI, J. A. **Apunte de coeficiente de balasto**. Laboratorio de mecanica de suelos. Facultad de Ingenieria (U.N.L.P). Buenos Aires, s.d.

LING, L. F. **Back analysis of lateral load tests on piles**. Rep. No. 460, Civil Engineering Dept., Univ. of Auckland, Nova Zelândia, 1988.

LOPES JR., L. S.; THOMÉ, A. Provas de Carga Estática em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro, Executadas na Região de Passo Fundo, Rio Grande do Sul. **Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul (GEORS)**. Passo Fundo, 2007.

MATLOCK, H.; REESE, L. C. Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**. ASCE, vol.86, n°SM5, p.63-91. 1960.

MATLOCK, H. Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay. **Proc., 2nd Ann. Offshore Technol. Conf.**, OTC, Houston, Texas, pp. 577-594. 1970.

MCCLELLAND, B.; FOCHT, J. A. Soil Modulus for Laterally Loaded Piles. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, Vol. 82, SM4, pp. 1-22. 1956.

MENEZES, S.M.; CARVALHO, D.; SAMPAIO, F.M.T.; RIBEIRO, K.D. Determinação do Coeficiente de Reação Horizontal do Solo em Estacas Pré-Moldadas de Concreto Cravadas em Solo de Alta Porosidade. **V SEFE**, vol.2, p.507-516. São Paulo, 2004.

MENESES, P.J.B.S. **Grupos de Estacas sob Acções Horizontais - Análise com Recurso a Multiplicadores-p**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Técnica de Lisboa. Instituto Superior Técnico. Lisboa, 2007.

MIGUEL, M. G. **Execução e análise de provas de carga horizontal em estacas em solo colapsível**. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia da EESC/USP de São Carlos, São Carlos, 168 p., 1996.

MIRANDA, G.J.; CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P.J.R. Análise do Comportamento de Estacas Ômega Carregadas Transversalmente com Quatro Condições do Solo. **Revista Luso Brasileira de Geotecnia**, n°6, p. 47-60. 2008.

MURCHISON, J. M.; O'NEILL, M. W. Evaluation of p-y relationships in cohesionless soils. **Proc., Symp. by the ASCE Geotechnical Engineering Division, ASCE National 550 Convention**, 174–191. New York, 1984.

NOGUEIRA, E. G. **Estudo de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no Trecho Sul do Rodoanel-SP**. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

PALMER, L.A.; THOMPSON, J.B. The Earth Pressure and Deflection Along The Embedded Lengths of Piles Subject to Lateral Thrust, **In: International Conference**

On Soil Mechanics And Foundation Engineering, 2, Rotterdam. Anais...
Rotterdam: [s.n]. v. 5, p. 156-161, 1948.

PENDER, M. J. Aseismic pile foundation design analysis. **Bull. NZ Nat. Soc. Earthquake Eng.**, 49–160, 1993.

POULOS, H. G. Analysis of piles in soil undergoing lateral movement. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 99, n. SM5, 1973.

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. **Pile Foundation Analysis and Design**. Nova York: John Wiley & Sons, 1980

PRAKASH, S.; SHARMA, H. D. **Pile Foundations in Engineering Practice**. New York: John Wiley e Sons. 1990.

QUARESMA, A. R. **Investigações geotécnicas**. In: W. Hachich et al. (Editors), **Fundações: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998, p. 119-162. 1998.

QUIVY, R.; CAMPENHOUDT, L. V. **Manuel de recherche en sciences sociales**. Paris: Dunod, 1995.

REESE, L. C.; COX, W. R.; KOOP, F. D. Analysis of laterally loaded piles in sand. **Proc., 6th Offshore Technology Conf.**, Paper 2080, Houston, 473–483, 1974.

REESE, L. C.; COX, W. R.; KOOP, F. D. Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay. **Proc., 7th Offshore Technology Conf.**, Paper No. OTC 2321, Houston, 671–690, 1975.

ROBERTSON, P. K.; DAVIS, M. P.; CAMPANELLA, R.G. **Design of laterally loaded driven piles using the flat dilatometer**. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 12, No. 1, pp. 30-38, DOI: 10.1520/ GTJ10671J. 1989.

RUVER, C. A. **Estudo do Arrancamento de Fundações em Solos Tratados com Cimento**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande de Sul. Porto Alegre, 2011.

SANTOS, J. A. **Caracterização de Solos através de Ensaio Dinâmicos e Cíclicos de Torção - Aplicação ao Estudo do Comportamento de Estacas sob Acções Horizontais Estáticas e Dinâmicas**. Tese (Doutorado) - Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Portugal. Lisboa, 1999.

SANTOS, J. A. **Fundações por estacas acções horizontais. Elementos Teóricos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Instituto Superior Técnico. Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura. Obras Geotecnicas. Lisboa, 2008.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

SIEBER, S. D. The integration of fieldwork and survey methods. **American Journal of Sociology**, 78, 1335-1359, 1973.

SOUSA, C. T. 2006. **Ensaio e análise de resposta de estacas em solo residual do granito sob ações horizontais**. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. Porto, 2006.

STRECK, E. V.; KÄMPF, N.; DALMOLIN, R. S. D.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P. C.; SCHNEIDER, P. **Solos do Rio Grande do Sul**. Editora da UFRGS, Porto Alegre/RS, 2002.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. John Wiley and Sons Inc. New York, 1943.

TERZAGHI, K. Evaluation of coefficient of subgrade reaction. **Geotechnique** vol.5., n.4, 1955

TERZAGHI, K.; PECK, R.B.; MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice**, 3 ed. John Wiley and Sons, Nova York, 1996.

TRIVIÑOS, A. N. S. **Introdução à pesquisa em ciências sociais: a pesquisa qualitativa em educação**. São Paulo: Atlas, 1987.

VARATOJO, A. P. C. **Solicitações Horizontais Estáticas Aplicadas a Estacas Verticais**. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Portugal. Lisboa, 1986.

VARATOJO, A. P. C. **Estacas Carregadas Horizontalmente - Análise e Dimensionamento**. Tese (Doutorado) - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Portugal. Lisboa, 1995.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F. R. **Fundações Profundas**. COPPE – UFRJ, 2002

VESIC, A. S. Beam on elastic subgrade and the Winkler hypothesis. **Proc., 5th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Paris, Vol. 1, 845–850, 1961

VIANA, H.M. **Notas de aulas de Mecânica dos Solos I (parte 2)**. Faculdade de Tecnologia e Ciências, 2014.

WEISSMANN, G. F.; WHITE, S. R. **Small Angular Deflections of Rigid Foundations**. Géotechnique. Londres, Inglaterra, Vol. XI, No. 3, 186-202, 1961.

YIN, R. K. **Estudo de caso**: planejamento e métodos. 2. ed. Porto Alegre: Bookman, 2001.

YOSHIDA, I.; ADACHI, Y. Experimental studies on statistical lateral restraint of caisson foundation. **Civil Engineering Memorandum**, Public Work Research Institute, 139, 1-60. 1970.

YOSHINAKA, T. (1967): Subgrade reaction coefficient and its correction based on the loading width, PWRI Report, 299, 1-49 (in Japanese).

ZAMMATARO, B.B. **Comportamento de Estacas Tipo Escavada e Hélice Contínua Submetidas a Esforços Horizontais**. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Campinas. 187p. Campinas, 2007.

ANEXO 1 – DADOS DE ENSAIO DMT UTILIZADOS

z	Po	P1	w	g	svt	s'vt	ld	Kd	Ed	Su
(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kN/m³)	(kPa)	(kPa)			(MPa)	(kPa)
-0,20	310,75	526,00	0,00	16,50	3,30	3,30	0,69	94,17	7,47	81,40
-0,40	298,30	544,00	0,00	16,50	6,60	6,60	0,82	45,20	8,53	65,04
-0,60	279,20	527,00	0,00	16,50	9,90	9,90	0,89	28,20	8,60	54,10
-0,80	269,40	429,00	0,00	16,50	13,20	13,20	0,59	20,41	5,54	48,15
-1,00	180,25	385,00	0,00	16,50	16,50	16,50	1,14	10,92	7,10	27,56
-1,20	163,45	385,00	0,00	16,50	19,80	19,80	1,36	8,26	7,69	23,30
-1,40	262,70	542,00	0,00	16,50	23,10	23,10	1,06	11,37	9,69	40,57
-1,60	246,50	446,00	0,00	16,50	26,40	26,40	0,81	9,34	6,92	36,23
-1,80	163,60	319,00	0,00	16,50	29,70	29,70	0,95	5,51	5,39	21,08
-2,00	177,50	356,00	0,00	16,50	33,00	33,00	1,01	5,38	6,19	22,73
-2,20	174,35	377,00	0,00	16,50	36,30	36,30	1,16	4,80	7,03	21,70
-2,40	242,35	424,00	0,00	16,50	39,60	39,60	0,75	6,12	6,30	32,05
-2,60	191,00	380,00	0,00	16,50	42,90	42,90	0,99	4,45	6,56	23,33
-2,80	226,90	334,00	0,00	16,50	46,20	46,20	0,47	4,91	3,72	28,40
-3,00	302,55	522,00	0,00	16,50	49,50	49,50	0,73	6,11	7,61	40,00
-3,20	192,50	560,00	0,00	16,50	52,80	52,80	1,91	3,65	12,75	22,37
-3,40	615,55	1024,00	0,00	16,50	56,10	56,10	0,66	10,97	14,17	94,21
-3,60	392,50	949,00	0,00	16,50	59,40	59,40	1,42	6,61	19,31	52,92
-3,80	364,75	790,00	0,00	16,50	62,70	62,70	1,17	5,82	14,76	47,63
-4,00	320,80	640,00	0,00	16,50	66,00	66,00	1,00	4,86	11,08	40,05
-4,20	255,95	530,00	0,00	16,50	69,30	69,30	1,07	3,69	9,51	29,84
-4,40	294,05	587,00	0,00	16,50	72,60	72,60	1,00	4,05	10,17	35,08
-4,60	328,30	637,00	0,00	16,50	75,90	75,90	0,94	4,33	10,71	39,81
-4,80	383,30	734,00	0,00	16,50	79,20	79,20	0,91	4,84	12,17	47,81
-5,00	274,70	554,00	0,00	16,50	82,50	82,50	1,02	3,33	9,69	31,20
-5,20	200,70	417,00	0,00	16,50	85,80	85,80	1,08	2,34	7,51	20,87
-5,40	191,70	366,00	0,00	16,50	89,10	89,10	0,91	2,15	6,05	19,52
-5,60	192,90	363,00	0,00	17,00	92,50	92,50	0,88	2,09	5,90	19,49
-5,80	262,10	512,00	0,00	17,00	95,90	95,90	0,95	2,73	8,67	28,34
-6,00	207,30	327,00	0,00	17,00	99,30	99,30	0,58	2,09	4,15	20,95

ANEXO 2 – DADOS DE ENSAIO CPT UTILIZADOS

-0.02	120	0	0	-1.02	1070	81	7.57	-2.02	960	78	8.13	-3.02	580	63	10.86	-4.02	1330	77	5.79	-5.02	1930	145	7.51
-0.04	140	0	0	-1.04	1060	81	7.64	-2.04	960	75	7.81	-3.04	550	61	11.09	-4.06	1460	79	5.41	-5.04	1880	143	7.61
-0.06	900	0	0	-1.06	1060	81	7.64	-2.06	960	72	7.5	-3.06	540	55	10.19	-4.06	1640	80	4.88	-5.06	1830	142	7.76
-0.08	3530	0	0	-1.08	920	78	8.48	-2.08	680	61	8.97	-3.08	540	48	8.89	-4.08	1690	87	5.15	-5.08	1840	142	7.72
-0.1	4480	10	0.22	-1.1	1090	86	7.89	-2.1	970	79	8.14	-3.1	90	6	6.67	-4.1	1820	91	5	-5.1	1830	143	7.81
-0.12	4400	16	0.36	-1.12	1100	85	7.73	-2.12	960	78	8.13	-3.12	560	53	9.46	-4.12	2060	91	4.42	-5.12	1840	145	7.88
-0.14	4010	24	0.6	-1.14	1150	86	7.48	-2.14	960	78	8.13	-3.14	550	44	8	-4.14	2100	100	4.76	-5.14	1730	143	8.27
-0.16	3470	41	1.18	-1.16	1170	88	7.52	-2.16	970	78	8.04	-3.16	550	45	8.18	-4.16	2060	114	5.53	-5.16	1710	140	8.19
-0.18	2860	52	1.82	-1.18	1190	88	7.39	-2.18	940	79	8.4	-3.18	550	43	7.82	-4.18	2040	118	5.78	-5.18	1700	134	7.88
-0.2	2490	59	2.37	-1.2	1140	86	7.54	-2.2	880	79	8.98	-3.2	550	43	7.82	-4.2	2000	129	6.45	-5.2	1700	132	7.76
-0.22	2170	70	3.23	-1.22	990	85	8.59	-2.22	850	78	9.18	-3.22	570	46	8.07	-4.22	1910	135	7.07	-5.22	1690	126	7.46
-0.24	1870	85	4.55	-1.24	880	83	9.43	-2.24	790	75	9.49	-3.24	600	47	7.83	-4.24	1850	126	6.81	-5.24	1670	126	7.54
-0.26	1830	90	4.92	-1.26	860	76	8.84	-2.26	760	69	9.08	-3.26	610	49	8.03	-4.26	1790	117	6.54	-5.26	1600	130	8.13
-0.28	1900	90	4.74	-1.28	910	75	8.24	-2.28	780	64	8.42	-3.28	620	52	8.39	-4.28	1780	109	6.12	-5.28	1570	135	8.6
-0.3	2160	94	4.35	-1.3	960	73	7.6	-2.3	780	59	7.56	-3.3	610	58	9.51	-4.3	1720	115	6.69	-5.3	1510	139	9.21
-0.32	2560	102	3.98	-1.32	1030	71	6.89	-2.32	790	56	7.09	-3.32	600	62	10.33	-4.32	1680	122	7.26	-5.32	1410	139	9.86
-0.34	2880	114	3.96	-1.34	1090	71	6.51	-2.34	780	56	7.18	-3.34	590	67	11.36	-4.34	1710	132	7.72	-5.34	1370	138	10.07
-0.36	2910	124	4.26	-1.36	1120	72	6.43	-2.36	740	60	8.11	-3.36	570	68	11.93	-4.36	1780	146	8.2	-5.36	1360	135	9.93
-0.38	2860	131	4.58	-1.38	1120	75	6.7	-2.38	710	61	8.59	-3.38	550	68	12.36	-4.38	1850	154	8.32	-5.38	1310	133	10.15
-0.4	2710	138	5.09	-1.4	1080	80	7.41	-2.4	670	63	9.4	-3.4	540	68	12.59	-4.4	1860	157	8.44	-5.4	1300	129	9.92
-0.42	2620	144	5.5	-1.42	1050	82	7.81	-2.42	650	62	9.54	-3.42	530	67	12.64	-4.42	1850	157	8.49	-5.42	1390	123	8.85
-0.44	2510	151	6.02	-1.44	1020	83	8.14	-2.44	620	57	9.19	-3.44	520	66	12.69	-4.44	1910	154	8.06	-5.44	1460	122	8.36
-0.46	2310	159	6.88	-1.46	1010	84	8.32	-2.46	630	56	8.89	-3.46	510	61	11.96	-4.46	2080	149	7.16	-5.46	1480	126	8.51
-0.48	2210	161	7.29	-1.48	1010	84	8.32	-2.48	620	54	8.71	-3.48	500	59	11.8	-4.48	2120	154	7.26	-5.48	1540	115	7.47
-0.5	1870	142	7.59	-1.5	1000	82	8.2	-2.5	600	54	9	-3.5	520	57	10.96	-4.5	2140	150	7.01	-5.5	1540	108	7.01
-0.52	2050	164	8	-1.52	1010	80	7.92	-2.52	580	53	9.14	-3.52	540	55	10.19	-4.52	2130	148	6.95	-5.52	1430	100	6.99
-0.54	1940	162	8.35	-1.54	1010	78	7.72	-2.54	530	49	9.25	-3.54	560	53	9.46	-4.54	2210	155	7.01	-5.54	1320	98	7.42
-0.56	1840	157	8.53	-1.56	1010	76	7.52	-2.56	470	44	9.36	-3.56	590	52	8.81	-4.56	2330	163	7	-5.56	1190	95	7.98
-0.58	1750	149	8.51	-1.58	1010	76	7.52	-2.58	420	39	9.29	-3.58	590	49	8.31	-4.58	2410	169	7.01	-5.58	1050	97	9.24
-0.6	1650	139	8.42	-1.6	990	78	7.88	-2.6	430	34	7.91	-3.6	590	44	7.46	-4.6	2490	169	6.79	-5.6	970	93	9.59
-0.62	1570	132	8.41	-1.62	940	78	8.3	-2.62	470	31	6.6	-3.62	560	42	7.5	-4.62	2590	173	6.88	-5.62	920	89	9.67
-0.64	1540	129	8.38	-1.64	820	78	9.51	-2.64	490	30	6.12	-3.64	550	40	7.27	-4.64	2590	180	6.95	-5.64	910	86	9.45
-0.66	1480	125	8.45	-1.66	700	73	10.43	-2.66	510	30	5.88	-3.66	590	37	6.27	-4.66	2660	178	6.69	-5.66	1190	79	6.64
-0.68	1430	123	8.6	-1.68	740	69	9.32	-2.68	520	32	6.15	-3.68	680	31	4.56	-4.68	2700	182	6.74	-5.68	1170	73	6.24
-0.7	1350	120	8.89	-1.7	830	67	8.07	-2.7	550	34	6.18	-3.7	870	26	2.99	-4.7	2640	195	7.39	-5.7	1190	78	6.55
-0.72	1300	118	9.08	-1.72	930	59	6.34	-2.72	580	36	6.21	-3.72	890	27	3.03	-4.72	2540	203	7.99	-5.72	1290	80	6.2
-0.74	1260	115	9.13	-1.74	1010	56	5.54	-2.74	610	39	6.39	-3.74	950	32	3.37	-4.74	2420	202	8.35	-5.74	1400	83	5.93
-0.76	1220	111	9.1	-1.76	1050	63	6	-2.76	630	42	6.67	-3.76	1020	36	3.53	-4.76	2350	207	8.81	-5.76	1580	96	6.08
-0.78	1190	108	9.08	-1.78	1030	70	6.8	-2.78	630	46	7.3	-3.78	1040	32	3.08	-4.78	2270	211	9.3	-5.78	1620	101	6.23
-0.8	1150	107	9.3	-1.8	1030	73	7.09	-2.8	630	49	7.78	-3.8	1120	34	3.04	-4.8	2200	215	9.77	-5.8	1660	96	5.78
-0.82	1110	104	9.37	-1.82	1020	76	7.45	-2.82	650	53	8.15	-3.82	1090	38	3.49	-4.82	2150	215	10	-5.82	1660	92	5.54
-0.84	1110	102	9.19	-1.84	1030	81	7.86	-2.84	660	53	8.03	-3.84	1040	46	4.42	-4.84	2120	216	10.19	-5.84	1630	93	5.71
-0.86	1120	100	8.93	-1.86	1060	86	8.11	-2.86	670	58	8.66	-3.86	1100	54	4.91	-4.86	2070	213	10.29	-5.86	1550	108	6.97
-0.88	1110	97	8.74	-1.88	1060	86	8.11	-2.88	650	60	9.23	-3.88	1190	62	5.21	-4.88	2070	205	9.9	-5.88	1480	108	7.3
-0.9	1090	95	8.72	-1.9	1040	85	8.17	-2.9	630	63	10	-3.9	1130	68	6.02	-4.9	2060	196	9.51	-5.9	1470	102	6.94
-0.92	1050	91	8.67	-1.92	1010	85	8.42	-2.92	620	63	10.16	-3.92	1110	72	6.49	-4.92	2040	192	9.41	-5.92	1470	97	6.6
-0.94	1010	89	8.81	-1.94	960	84	8.75	-2.94	620	65	10.48	-3.94	1210	71	5.87	-4.94	1990	188	9.45	-5.94	1460	95	6.51
-0.96	980	87	8.88	-1.96	940	83	8.83	-2.96	610	65	10.66	-3.96	1280	70	5.47	-4.96	1960	180	9.18	-5.96	1460	96	6.58
-0.98	1030	82	7.96	-1.98	940	81	8.62	-2.98	600	65	10.83	-3.98	1310	68	5.19	-4.98	1970	163	8.27	-5.98	1520	95	6.25
-1	1060	82	7.74	-2	950	80	8.42	-3	590	64	10.85	-4	1330	74	5.56	-5	1990	153	7.69	-6	1500	99	6.6